



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons  
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite  
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

### DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 NIVELES

Tesis para optar por el Título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

**Edmundo David Pajares Cabrera**

**Jorge Víctor León Vargas**

**ASESOR: Ing. Alejandro Muñoz Peláez**

Lima, julio del 2010

## RESUMEN DE TESIS

Se desarrolla la estructuración, predimensionamiento, análisis y diseño en concreto armado del edificio “Del Pinar”. Además, se evalúa la respuesta estructural ante los acelerogramas escalados de los sismos de Pisco 2007 y Ancash 1970.

El edificio está destinado a departamentos y se ha proyectado sobre un terreno ubicado en la avenida Del Pinar, distrito de San Borja, en la ciudad de Lima. Cuenta con un semisótano y cinco niveles superiores y un área total construida de 3073.5 m<sup>2</sup>.

### **De la estructuración definitiva:**

Losas aligeradas y macizas de 0.20 m de peralte. Las columnas tienen secciones de 0.25x0.65m y 0.25x0.60. Las vigas principales tienen secciones de 0.25x0.50m, 0.25x0.55m y 0.30x0.50. Por limitaciones en la arquitectura, existe mayor densidad de placas en la dirección YY que en la dirección XX.

El edificio cuenta con un sistema resistente basado en placas de corte ( $R=6$ ). Además, resulta ser irregular por esquinas entrantes y por torsión ( $R=4.5$ ).

### **Del análisis y diseño:**

Se realiza un análisis dinámico por combinación modal espectral:

- Los periodos fundamentales del edificio son 0.53 y 0.20 segundos, para la dirección XX y la YY, respectivamente.
- Los valores de la deriva del edificio están dentro del nivel máximo permitido por la norma (0.7%).
- En la dirección XX, el desplazamiento máximo del CM es 8.10 cm y el de la azotea es 9.63 cm. En la dirección YY, el desplazamiento máximo del CM es 1.62 cm y el de la azotea es 1.87 cm.
- Los factores de amplificación dinámica para el diseño son  $F_{xx}=1.45$  y  $F_{yy}=1.49$ .

El comportamiento es el esperado debido a que el edificio es de pequeña altura y cuenta con un diseño arquitectónico convencional.

Finalmente, el refuerzo colocado en los elementos estructurales satisface los esfuerzos últimos; sin embargo, es importante señalar que un diseño más eficiente para el edificio, implica tener mayor densidad de placas de corte en la dirección XX.

### **De la cimentación:**

La cimentación está conformada por zapatas combinadas de lindero, zapatas aisladas centrales y cimientos corridos. Las zapatas excéntricas se conectan, mediante las vigas de cimentación, a las zapatas centrales más cercanas.

En la parte central del edificio se diseña una gran zapata combinada por la cercanía de 5 elementos verticales (3 placas y 2 columnas).

### **De la respuesta a las señales de PISCO 2007 y ANCASH 1970:**

Para las señales escaladas a 0.2g, se evalúa la respuesta global del edificio y la respuesta local de la placa PL06 en la dirección XX y la placa PL04 en la dirección YY.

En el análisis global, se verifica que la señal de PISCO 2007 impone mayores fuerzas basales en el edificio que la señal de ANCASH 1970; particularmente en la dirección XX de menor rigidez.

En el análisis local, el diseño por resistencia de la placa PL04 satisface los esfuerzos máximos de ambas señales. La placa PL06 satisface los esfuerzos de ANCASH 1970, pero no cumple para la señal de PISCO 2007.

A mis padres Gonzalo y Elsa,  
por su invaluable apoyo.

Edmundo

A mis padres Gonzalo y Elsa  
y a las personas que más  
quiero, por su invaluable  
apoyo.

Jorge

## ÍNDICE GENERAL

	PÁGINA
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>4</b>
<b>CAPÍTULO 1: ARQUITECTURA DEL EDIFICIO.....</b>	<b>5</b>
<b>CAPÍTULO 2: CONSIDERACIONES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>7</b>
2.1 Materiales empleados.....	7
2.2 Normas y cargas de diseño .....	7
2.3 Diseño en concreto armado.....	8
2.3.1 Método general de diseño.....	8
2.3.2 Diseño por flexión.....	9
2.3.3 Diseño por flexocompresión.....	11
2.3.4 Diseño por fuerza cortante.....	12
<b>CAPÍTULO 3: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>13</b>
3.1 Criterios de estructuración.....	13
3.2 Criterios de predimensionamiento .....	14
3.3 Estructura del edificio.....	15
<b>CAPÍTULO 4: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.....</b>	<b>17</b>
4.1 Análisis de losas .....	17
4.1.1 Losas aligeradas .....	17
4.1.2 Losas macizas .....	18
4.2 Análisis de vigas, columnas y placas.....	21
4.2.1 Procedimiento general de análisis.....	21
4.2.2 Modelo analítico.....	21
4.2.3 Resultados.....	23
<b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO.....</b>	<b>25</b>
5.1 Análisis de la regularidad estructural.....	25
5.2 Parámetros del análisis sísmico.....	25
5.3 Análisis modal.....	27

5.4 Análisis por superposición espectral.....	28
5.4.1 Factor de amplificación por cortante mínima. ....	30
5.4.2 Control de la deriva .....	30
5.4.3 Control de giros.....	31
<b>CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS</b> .....	33
6.1 Diseño de losas aligeradas.....	33
6.1.1 Especificaciones técnicas de las viguetas FIRTH .....	33
6.1.2 Consideraciones particulares del diseño.....	34
6.1.3 Ejemplo de diseño de un tramo de losa aligerada.....	36
6.2 Losas macizas.....	38
6.2.1 Consideraciones particulares del diseño.....	38
6.2.2 Ejemplo de diseño de la losa maciza.....	38
<b>CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS</b> .....	40
7.1 Diseño sismorresistente.....	40
7.2 Consideraciones particulares del diseño.....	42
7.3 Ejemplo de diseño de vigas.....	42
<b>CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS Y PLACAS</b> .....	48
8.1 Diseño de columnas.....	48
8.1.1 Consideraciones particulares del diseño.....	48
8.1.2 Ejemplo de diseño de columnas.....	49
8.2 Diseño de placas.....	53
8.2.1 Consideraciones particulares del diseño.....	53
8.2.2 Ejemplo de diseño de placas.....	55
<b>CAPÍTULO 9: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN</b> .....	59
9.1 Consideraciones particulares del diseño.....	59
9.2 Ejemplo de diseño de zapatas aisladas .....	60
9.3 Ejemplo de diseño de vigas de cimentación.....	63
9.4 Diseño de la zapata combinada central.....	67
<b>CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS</b> .....	77
10.1 Escalera principal.....	77
10.2 Muro del semisótano.....	79

10.3 Cisterna.....	82
10.3.1 Diseño de muros de la cisterna.....	82
10.3.2 Diseño de techo de la cisterna - rampa.....	83
<b>CAPÍTULO 11: RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS PERUANOS.....</b>	<b>85</b>
11.1 Acelerogramas empleados.....	85
11.2 Análisis de los acelerogramas.....	86
11.2.1 Transformada rápida de Fourier (F.F.T.).....	86
11.2.2 Espectros de pseudoaceleración.....	87
11.3 Respuesta global del edificio.....	88
11.3.1 Análisis de la respuesta .....	89
11.3.2 Respuesta máxima y normas de diseño .....	90
11.4 Respuesta de elementos principales.....	91
11.4.1 Análisis de la respuesta.....	93
11.4.2 Respuesta máxima y normas de diseño.....	93
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>95</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>97</b>



## INTRODUCCIÓN

A medida que las ciudades se desarrollan son mayores sus requerimientos de vivienda, transporte y comunicación, lo que se traduce en la necesidad de nueva y más moderna infraestructura. Ante este requerimiento, el ingeniero civil debe estar preparado técnicamente para afrontar los nuevos desafíos con la mayor responsabilidad y preparación posible. En tal sentido, el desarrollo del presente tema de tesis se torna muy importante porque permite consolidar, reforzar y ampliar los conocimientos básicos de diseño estructural vertidos al estudiante de Ingeniería civil.

En el presente trabajo se desarrolla la estructuración, análisis y diseño estructural en concreto armado del edificio “Del Pinar” haciendo uso de los software especializados ETABS y SAP2000 y de las consideraciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). El objetivo del diseño es lograr una respuesta adecuada del edificio ante solicitaciones dinámicas y estáticas, cumpliendo como mínimo con las disposiciones de las normas de diseño.

El edificio en tesis está destinado a departamentos distribuidos en 5 pisos y un semisótano como área común. La estructuración parte de un diseño arquitectónico ya resuelto para las necesidades de uso de la edificación.

Como tema adicional, se evalúa la respuesta estructural del diseño del edificio planteado ante las señales acelerométricas de los terremotos de Ancash y Pisco, ocurridos el 31 de mayo de 1970 y el 15 de agosto del 2007, respectivamente.

En el presente documento podremos encontrar, en una primera fase, las características arquitectónicas del edificio, la estructuración planteada, el predimensionamiento de los elementos estructurales y el análisis sísmico del edificio para verificar que el diseño planteado cumpla las restricciones de máxima deriva de la norma y obtener los esfuerzos últimos de diseño. En la segunda fase, se presenta el diseño en sí de los diversos elementos como son vigas, columnas, placas, losas, zapatas, etc.

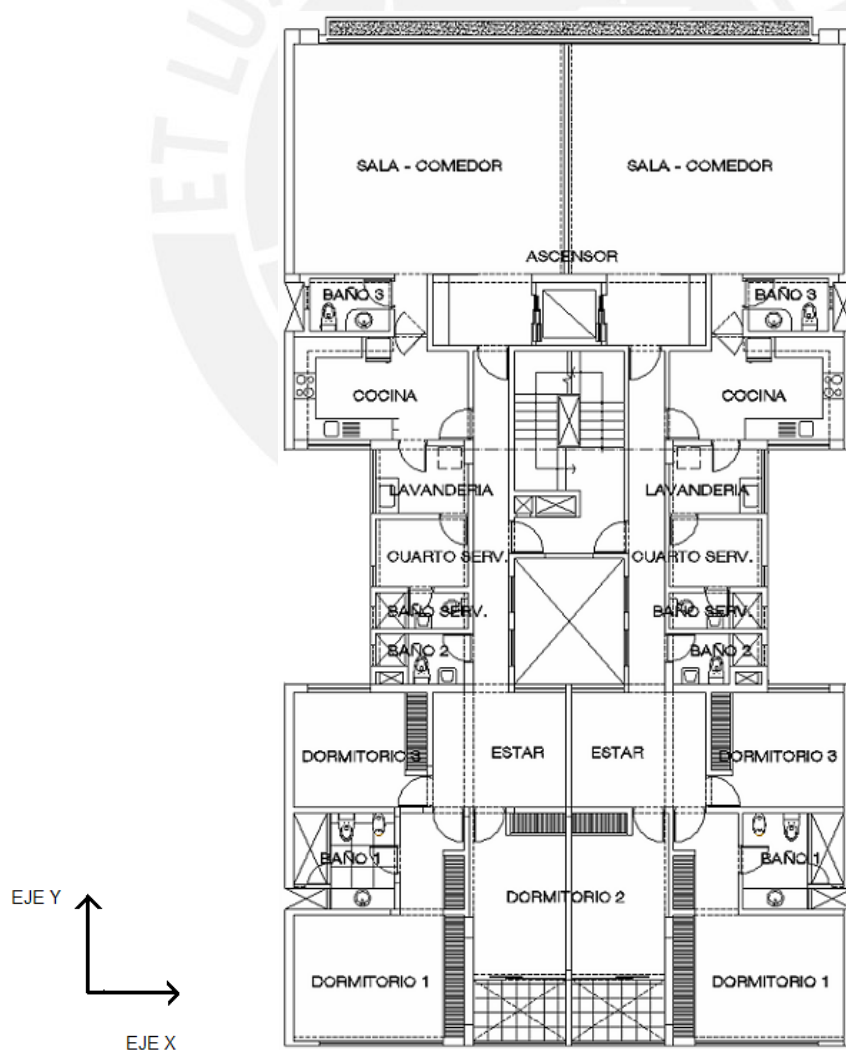
## CAPÍTULO 1

### ARQUITECTURA DEL EDIFICIO

El edificio en tesis está ubicado en la avenida Del Pinar, distrito de San Borja, en Lima. Se ha proyectado sobre un terreno de 640 m<sup>2</sup> de área, mientras que el área total construida es de 3073.5 m<sup>2</sup>.

- **Vistas de Arquitectura:**

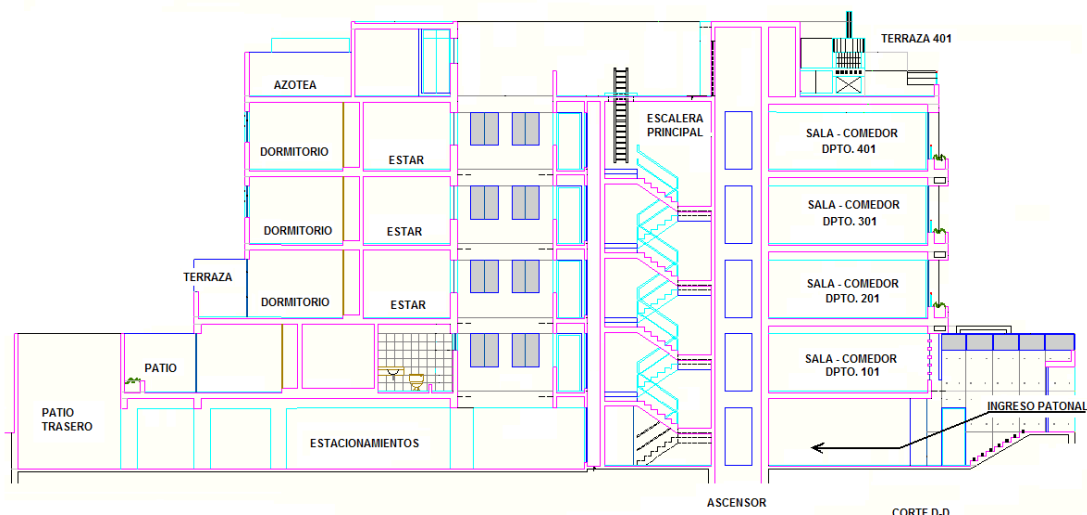
**VISTA 1.-** En el siguiente esquema se muestra la planta típica del edificio con la distribución de los ambientes:



El edificio cuenta con un semisótano y cinco niveles superiores. En cada nivel se ubican 2 departamentos, a excepción de los dos últimos que tienen los dúplex. Cada departamento del edificio tiene tres dormitorios, una cocina, cuatro baños (incluye el de visita y el de servicio), sala – comedor, sala de estar, terraza, cuarto de servicio, patio de lavandería y hall de distribución.

Podemos ver en el esquema en planta que el edificio tiene una serie de aberturas que configuran los ductos de ventilación, tragaluz, escalera y ascensor. Es la zona central la de mayor densidad de aberturas.

**VISTA 2.-** El siguiente esquema muestra el corte D-D (ver plano de arquitectura A6 en anexo) con la distribución de accesos:



El edificio cuenta con una escalera principal y un ascensor que nacen en la zona central del semisótano. En la parte frontal y posterior están ubicados los patios y terrazas de los departamentos de los primeros niveles. El cuarto y quinto nivel pertenecen a los departamentos dúplex, los cuales tienen una escalera privada que surgen de la losa de techo del tercer nivel; en la azotea, los departamentos dúplex cuentan con una terraza amplia donde se ubica el área de diversión.

Los estacionamientos están ubicados en el semisótano, cuyo ingreso es mediante una rampa (ver plano A2 del anexo), que a la vez forma la tapa de la cisterna.

## CAPÍTULO 2

CONSIDERACIONES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

## 2.1 Materiales empleados

- **Concreto:** Se usa concreto  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ . Se asume un suelo sin agresividad química, por lo que se emplea cemento Tipo I para su fabricación.
- **Concreto ciclópeo:** De baja resistencia a la compresión y con un 30% de piedra de tamaño no mayor a 15", se usa en las falsas zapatas.
- **Acero:** Se utiliza acero grado 60 en varillas corrugadas.

Diámetro (in)	Área (cm <sup>2</sup> )	Peso (Kg/m)
3/8"	0.71	0.56
1/2"	1.29	0.99
5/8"	2.00	1.55
3/4"	2.84	2.24
1"	5.10	3.97

TABLA 2.1: Características de varillas de acero

## 2.2 Normas y cargas de diseño

El Reglamento Nacional de Edificaciones en sus normas de Cargas (E.020), Diseño Sismorresistente (E.030), Suelos y Cimentaciones (E.050) y Concreto Armado (E.060), guía el diseño estructural de la presente tesis.

Las cargas de gravedad cumplen con la norma E.020. Para el caso de la Carga Viva, está conformada por el peso de los usuarios del edificio y del mobiliario. Su magnitud está en función del uso de la edificación y del tipo de ambiente:

En el análisis no se considera la alternancia de carga viva, ya que su magnitud no es importante comparada con la carga muerta, como si lo es en estadios, auditorios, etc.

La carga muerta corresponde básicamente al peso propio del concreto, piso terminado y tabiquería. En el capítulo 4: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD, se detalla el metrado de los diferentes elementos estructurales.

Las cargas dinámicas son producto de la aceleración que le imprime el movimiento sísmico a la masa del edificio. A diferencia de las cargas de gravedad, este tipo de solicitaciones se representan como horizontales y se rigen por la norma E.030.

## 2.3 Diseño en concreto armado

### 2.3.1 Método general de diseño

Todos los elementos de concreto armado se diseñan mediante el método de “Diseño por Resistencia”, que consiste en aplicar factores de amplificación a las cargas de servicio, y factores de reducción de resistencia nominal a la sección del elemento.

Los factores de amplificación de cargas están establecidos en el artículo 10.2 de la norma E.060. Son 5 combinaciones aplicables al presente diseño que dependen del tipo de carga actuante: Carga Viva (CV), Carga Muerta (CM) y Carga de Sismo (CS).

COMB1	$1.4CM + 1.7CV$
COMB2	$1.25(CM + CV) + CS$
COMB3	$1.25(CM + CV) - CS$
COMB4	$0.9CM + CS$
COMB5	$0.9CM - CS$

TABLA 2.2: Combinaciones de diseño.

Nota: La primera combinación (COMB1) corresponde a la nueva norma E.060, vigente desde marzo del 2009.

Los factores de reducción de resistencia ( $\Phi$ ) se establecen en el artículo 10.3 de la norma E.060. Su valor depende del tipo de cargas actuantes sobre el elemento:

Nº	Caso de carga	$\Phi$
1	Flexión sin carga axial:	0.90
2	Flexión con carga axial de tracción	0.90
3	Flexión con carga axial de compresión y para flexión sin compresión	
	3.1 Elementos con refuerzo en espiral	0.75
	3.2 Otros elementos	0.70

4	Cortante sin y con torsión	0.85
5	Aplastamiento en el concreto	0.70

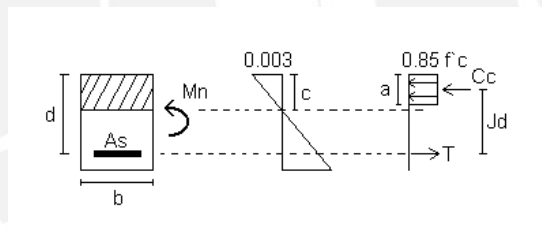
TABLA 2.3: Factores de reducción de resistencia ( $\Phi$ )

### 2.3.2 Diseño por flexión

El diseño de las secciones sometidas a flexión consiste en dotarla de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes:

$$M_u \leq \phi M_n$$

A continuación se demuestra la expresión que nos permite obtener un área de acero de refuerzo para secciones rectangulares y secciones T (suponiendo que el bloque de compresiones no excede el ancho del ala). Se aplican relaciones constitutivas, de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas.



Del equilibrio en el bloque equivalente de compresiones:

$$T = A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a \dots \dots \dots (I)$$

Donde:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{\rho \times d \times f_y}{0.85 \times f'_c}$$

$$\text{Si: } w = \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \Rightarrow a = \frac{w \times d}{0.85}$$

$$A_s = b \times d \times \rho$$

$$Jd = d - \frac{a}{2} = d - \frac{0.85 \times c}{2}$$

Tomando momentos en el punto de la resultante T:

$$Mu = Jd \times Cc = (0.85 \times f'c \times b \times a) \times (d - \frac{0.85 \times c}{2}) \dots\dots\dots (II)$$

Reemplazando (I) en (II):

$$Mu = 0.85 \times f'c \times b \times (\frac{w \times d}{0.85}) \times \left[ d - \frac{1}{2} \times \left( \frac{w \times d}{0.85} \right) \right]$$

$$\text{Flexión : } \phi = 0.90$$

$$\Rightarrow Mu = 0.90 \times f'c \times b \times d^2 \times w(1 - 0.59 \times w)$$

Resolviendo w en la ecuación cuadrática, el área de acero es:

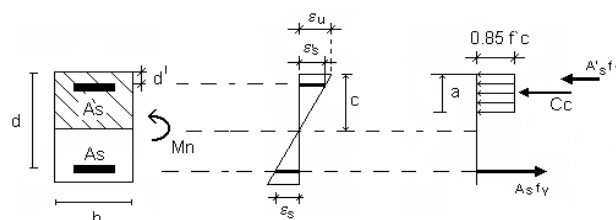
$$As = w \times b \times d \times \frac{f'c}{fy} \dots\dots\dots \text{Ecuación de diseño}$$

Cabe señalar que en cada elemento a diseñar se tomarán condiciones particulares que se hacen explícitas en los capítulos correspondientes.

- **Aporte del acero en compresión en la resistencia a la flexión:**

En algunas vigas los esfuerzos internos son tan altos que el área de acero en tracción requerida supera el valor máximo permitido; en estos casos se recurre al aporte del acero en compresión, que aumenta la resistencia de la sección.

Julio Arango Ortiz, en su libro “Concreto Armado I” demuestra las siguientes expresiones para determinar este aporte:





Donde:

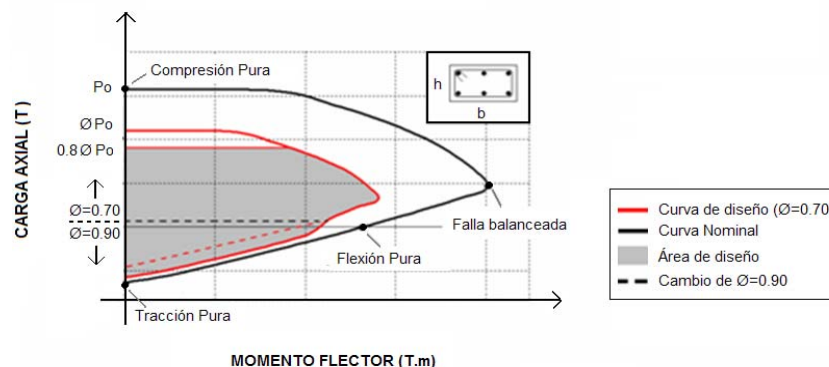
$$a = \frac{(A_s - A'_s) \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_u = 0.9 \times \left[ A'_s \times f_y \times (d - d') + (A_s - A'_s) \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

### 2.3.3 Diseño por flexocompresión

Dada una sección de un elemento de concreto, con una determinada armadura de acero, existen combinaciones de momento flector y carga axial que la hacen fallar. Lo que se busca en el diseño por flexocompresión es determinar el lugar geométrico de estas combinaciones ( $M_u$ ,  $P_u$ ) que agotan la capacidad de la sección; a este conjunto de puntos se le denomina Diagrama de Interacción:



La línea negra continua limita el lugar geométrico de los pares ( $M_u$ ,  $P_u$ ) que satisface la sección  $b \times h$ . La línea roja continua es la curva de diseño (afectada por  $\phi=0.70$ ). Las líneas punteadas representan el cambio del factor  $\phi$ , de 0.70 a 0.90, para cargas axiales menores a  $\phi P_n = 0.1 \times f'_c \times A_g$ .

Puntos notables del diagrama de interacción:

- Compresión pura: es una idealización, ya que siempre está presente la flexión al aplicar carga axial. La norma restringe el valor máximo a  $0.8\phi P_o$ .



- Falla Balanceada: instante de falla inminente en la fibra extrema comprimida del concreto, e inicio de la fluencia de las varillas de acero más alejadas.
- Flexión Pura: le corresponde una carga axial nula.
- Tracción Pura: no actúa la flexión.

#### 2.3.4 Diseño por fuerza cortante

El diseño de las secciones sometidas a fuerzas cortantes consiste en dotarla de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde  $V_u$  es la resistencia última que afecta la sección y  $V_n$  es su resistencia nominal.  $V_n$  está determinada por el aporte del concreto en compresión y el aporte del refuerzo, de manera que:

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia del concreto al corte depende de las condiciones de carga del elemento. Para un elemento sometido únicamente a corte y flexión se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Cuando la fuerza  $V_u$  exceda la resistencia del concreto en compresión de la sección es cuando debemos colocar refuerzo, de manera que:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S}$$

## CAPÍTULO 3

### ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

La estructuración implica definir la ubicación de todos los elementos estructurales, como vigas, columnas, placas, losas, muros, etc. Se realiza sobre la base de los planos arquitectónicos. Una vez definida la estructuración se procede con el predimensionamiento, que implica calcular, sobre la base de ratios y recomendaciones prácticas, dimensiones tentativas de las vigas, columnas, placas, muros, etc.

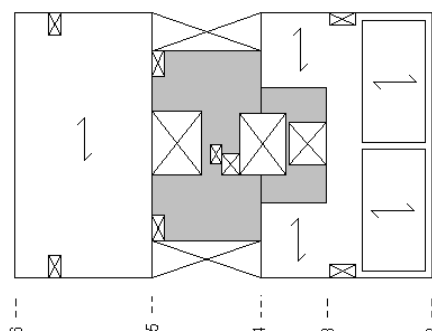
#### 3.1 Criterios de estructuración

Los criterios básicos de estructuración son la funcionalidad, seguridad, simpleza, estética y la economía del proyecto. Así mismo, se busca regularidad y continuidad estructural que garantice una buena rigidez lateral e hiperestaticidad.

Para la estructuración del edificio Del Pinar, se decide conservar los ejes de arquitectura y hacerlos coincidir con la ubicación de los pórticos principales del edificio. Los ejes siguen la dirección de la tabiquería dentro de la cual se pueden mimetizar algunas vigas peraltadas y columnas, y de esta manera, evitar que pasen por la mitad de la sala o el dormitorio.

Las placas, en la dirección del Eje X (ver VISTA 1 del capítulo 1), se estructuran en forma de U y están ubicadas entre los ejes 3 y 5. En la dirección del Eje Y, son placas lineales y coinciden con los ejes A y F. Las columnas de los pórticos principales se ubican sobre los ejes B, C y D, con su mayor peralte en la dirección YY.

En la zona central del edificio, debido a la gran cantidad de aberturas, se opta por colocar losa maciza que facilite el proceso constructivo. Ver esquema 1:



### 3.2 Criterios de predimensionamiento

Las siguientes ratios y recomendaciones fueron tomados de la norma E.060 y del libro: “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, de Antonio Blanco.

- **Losas macizas:** Las losas son los elementos encargados de recibir las cargas de gravedad y transmitirlas a las vigas; además, conforman el diafragma rígido que compatibiliza el desplazamiento del resto de elementos estructurales:

Tipo de losa	Luz (m)	Peralte (cm)
Maciza (Apoyada en sus 4 lados)	Entre 4 y 5.5 m	15
	Entre 5 y 6.5 m	20
	Entre 6 y 7.5 m	25

TABLA 3.1: Peralte recomendado según la luz libre de losa maciza

- **Losas aligeradas:** se aplica el sistema no convencional de viguetas pretensadas FIRTH. Las recomendaciones del fabricante se muestra en las tablas siguientes:

**Entrepisos:**

Luces (m)	0 - 5.10	5.10 - 6.00	6.00 - 7.50	7.50 - 8.50
Altura de losa (cm)	17	20	25	30

**Azotea (S/C=100 Kg/m<sup>2</sup>)**

Luces (m)	0 - 5.10	5.10 - 6.00	6.00 - 7.50	7.50 - 8.50
Altura de losa (cm)	17	20	25	30

TABLA 3.2: Peralte recomendado según la luz libre entre apoyos de las viguetas FIRTH

- **Vigas:** Las vigas son los elementos que reciben la carga de los aligerados, losas macizas y tabiques del edificio para transmitirlas a las columnas y muros; además, conforman los pórticos que aportan rigidez al edificio.

Por recomendaciones prácticas, el peralte debe estar en el orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre. La norma E.060 indica que, para aquellas vigas que formen pórticos con responsabilidad sísmica, no debemos considerar dimensiones menores a 25 cm.

- **Columnas:** Son elementos verticales que transmiten las cargas de gravedad a la cimentación y que, junto con las vigas, conforman los pórticos que aportan rigidez al edificio.

Recomendaciones para el predimensionamiento de la sección transversal:

- a) La relación Ancho/Peralte debe ser mayor o igual a 0.4, para mantener el elemento lejos de la condición de esbeltez y los momentos de segundo orden.
  - b) No tendrá lados menores a 0.25 m.
  - c) Para columnas con cargas axiales en servicio menores a 200 T, buscar un área entre 1500 a 2000 cm<sup>2</sup>.
- **Placas de corte:** Son muros de concreto armado que proporcionan gran rigidez lateral a la edificación. Estos elementos absorben casi toda la fuerza cortante basal generada por los sismos.

Para el predimensionamiento se aplica un método aproximado que consiste en igualar la fuerza cortante basal a la suma de la resistencia del concreto de las placas.

$$V_{\text{Estático}} = \phi V_c$$

$$V_{\text{Estático}} = \frac{ZUCS}{R} \times \text{Peso} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times t \times L$$

$$\Rightarrow L = \frac{V_{\text{Estático}}}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times t}$$

Siendo  $t$  el espesor estimado del muro, se despeja  $L$  que viene a ser la longitud total de placas que requiere el edificio en la dirección de análisis.

### 3.3 Estructura del edificio

A continuación se presenta el resultado del predimensionamiento de los elementos estructurales del edificio en tesis, al aplicar los criterios presentados en 3.2.

- **Losas macizas:** La luz máxima entre apoyos de la losa maciza central es de 5.60m; por tanto, se elige un peralte de 20cm, acorde con la Tabla 3.1.
- **Losas aligeradas:** La luz máxima entre apoyos de los aligerados es de 6.0 metros y corresponde al paño frontal entre los ejes 2 y 3. La altura de losa es de 20cm, acorde con la Tabla 3.2.

- **Vigas:** Los peraltes están en función de la luz libre entre apoyos, y debe estar en el rango de (L/12, L/10), con anchos no menores a 25 cm.

VIGA	Luz Libre	L/12	L/10	Sección elegida
VT05	5.30 m	0.45	0.54	0.25x0.50 m

TABLA 3.3: Peralte en función de la luz libre de las vigas VT05 y VS10.

- **Columnas:** La columna más cargada es la C4, con 182 T de axial; al ser menor que 200 T, se consideran secciones de 0.25x0.65 m. Como vemos en la Tabla 3.4 se cumple con las recomendaciones de predimensionamiento:

Sección (cm)	b/h	Área (cm²)
25x65	0.4	1625

TABLA 3.4: Características de la sección de columnas

- **Placas de corte:** Del predimensionamiento, la longitud de placas requerida para cada dirección es:

$$\Rightarrow L_{YY} = \frac{548000}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 100} = 42m$$

; donde t es el espesor de placa

$$\Rightarrow L_{xx} = \frac{422000}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 100} = 32m$$

En la dirección YY se satisface el requerimiento, ya que es posible estructurar hasta 49 m de placas, considerando los muros laterales del edificio.

En dirección XX, solo es posible estructurar 7 m de placas (ductos de escalera, ascensor y basura), que no se satisface el predimensionamiento; no obstante, debemos considerar que este es un método bastante conservador, ya que no considera los pórticos ni el aporte del acero en la resistencia al corte de la sección.

## CAPÍTULO 4

**ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD**

En el presente capítulo se determinan para losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas, la magnitud de las cargas últimas actuantes de gravedad; además se determinan los esfuerzos internos que se generan.

**4.1 Análisis de losas**

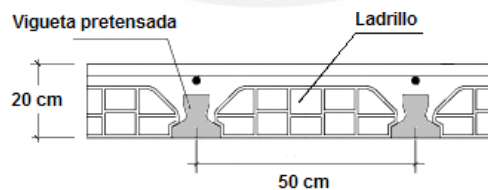
Las cargas a considerar para las losas del edificio son: su peso propio y las cargas actuantes sobre ellas: tabiquería, piso terminado y carga viva:

<b>Carga Muerta (CM)</b>	Piso terminado	100 Kg/m <sup>2</sup>
	Peso tabiquería (e=15 cm)	660 Kg/ml
<b>Sobrecarga (CV)</b>	S/C viviendas	200 Kg./m <sup>2</sup>
	S/C Escaleras	400 Kg/m <sup>2</sup>
	S/C Azotea	100 Kg/m <sup>2</sup>

TABLA 4.1: Magnitud de las actuantes sobre las losas

**4.1.1 Losas aligeradas:**

El peso propio de las viguetas es de 280 Kg/m<sup>2</sup>, considerando 20 cm de peralte, 50 cm de separación entre ejes y con ladrillos de arcilla.



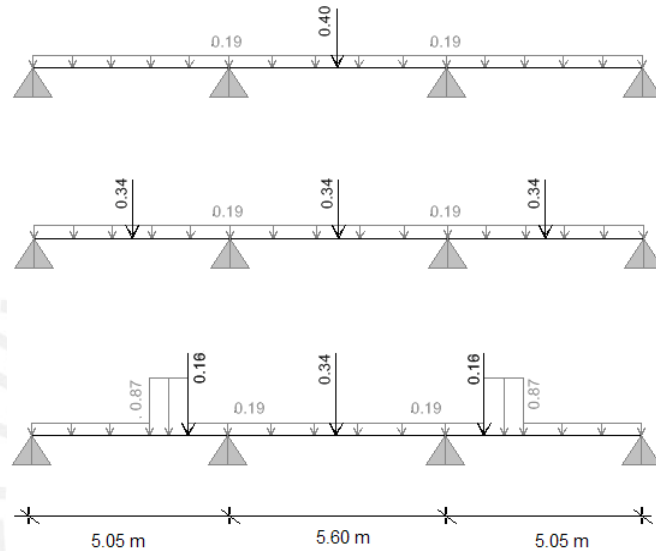
$$CM = (0.28 + 0.10) \times 0.5 = 0.19 \text{ T/ml}$$

$$CV = 0.20 \times 0.5 = 0.10 \text{ T/ml}$$

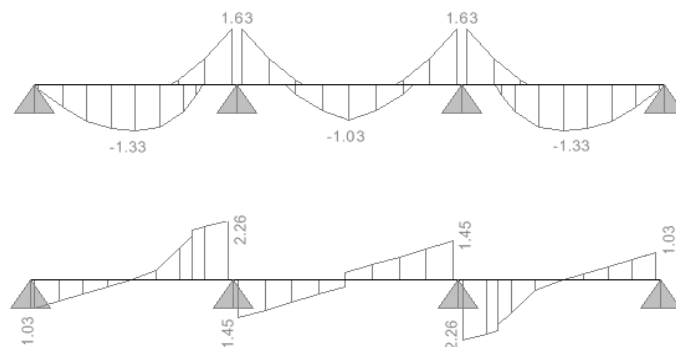
$$W_u = 1.7 \times 0.10 + 1.4 \times 0.19 = 0.44 \text{ T/ml}$$

El análisis se realiza extrayendo los estados de carga más desfavorables entre todas las viguetas del paño aligerado; de esta manera, obtenemos la envolvente de esfuerzos internos.

A modo de ejemplo, elegimos la losa de tres tramos ubicada entre los ejes 5 y 6 del piso típico (ver esquema del acápite 3.1). Los estados de carga más críticos son:



Envolvente de momentos flectores (T.m) y fuerzas cortantes (T) últimas:



#### 4.1.2 Losas macizas:

A modo de ejemplo se analiza la losa maciza del techo del tercer nivel, sobre la cual nacen las escaleras privadas de los departamentos dúplex y se apoya la escalera principal. Se divide la losa en paños laterales "A" y paño central "B".



- **Metrado de cargas para el paño “A”:** El peso de la tabiquería se distribuye uniformemente sobre todo el paño.

$$\text{PesoPropio} + \text{Piso Terminado} = 0.20 \times 2.4 + 0.10 = 0.58 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Tabiquería} = \frac{\text{PesoTotal}}{\text{ÁreaPaño}} = \frac{3.83}{15.33} = 0.25 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow W_u = 1.4 \times (0.58 + 0.25) + 1.7 \times 0.2 = 1.50 \text{ T/m}^2$$

Metrado de la escalera dúplex: Área tributaria = 1 m<sup>2</sup>, Ancho = 1 m.

$$\text{Peso Propio} = \left[ \frac{0.17}{2} + 0.15 \times \sqrt{1 + \left( \frac{0.17}{0.25} \right)^2} \right] \times 2.4 = 0.64 \text{ T/m}^2$$

$$\text{S/C} = 0.40 \text{ T/m}^2$$

$$W_u = 1.4 \times (0.64 + 0.10) + 1.7 \times 0.40 = 1.72 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow \omega = \frac{1.0 \text{ m}^2 \times 1.72 \text{ T/m}^2}{1.0 \text{ m}} = 1.72 \text{ T/m}$$

- **Metrado de cargas para el paño “B”:**

$$\text{PesoPropio} + \text{Piso Terminado} = 0.20 \times 2.4 + 0.10 = 0.58 \text{ T/m}^2$$

$$W_u = 1.4 \times (0.48 + 0.10) + 1.7 \times (0.20) = 1.15 \text{ T/m}^2$$

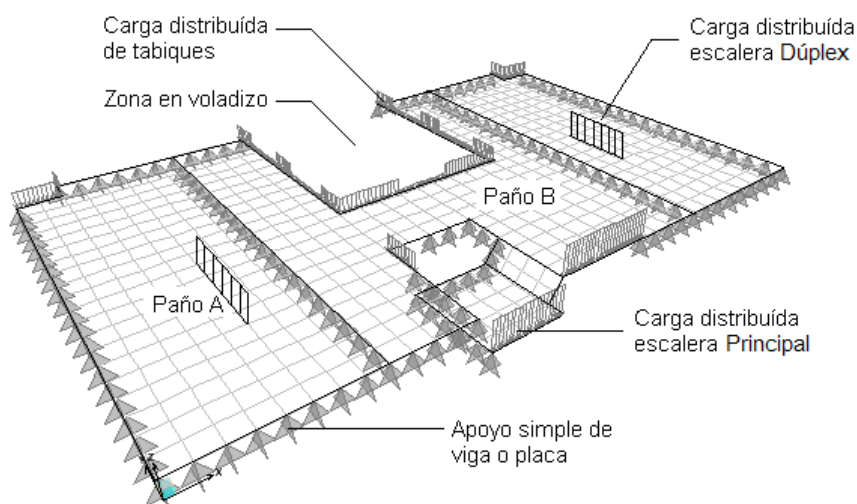
Metrado de escalera principal: Área tributaria = 1.80 m<sup>2</sup>, Ancho = 1.20 m.

$$W_u = 1.72 \text{ T/m}^2$$

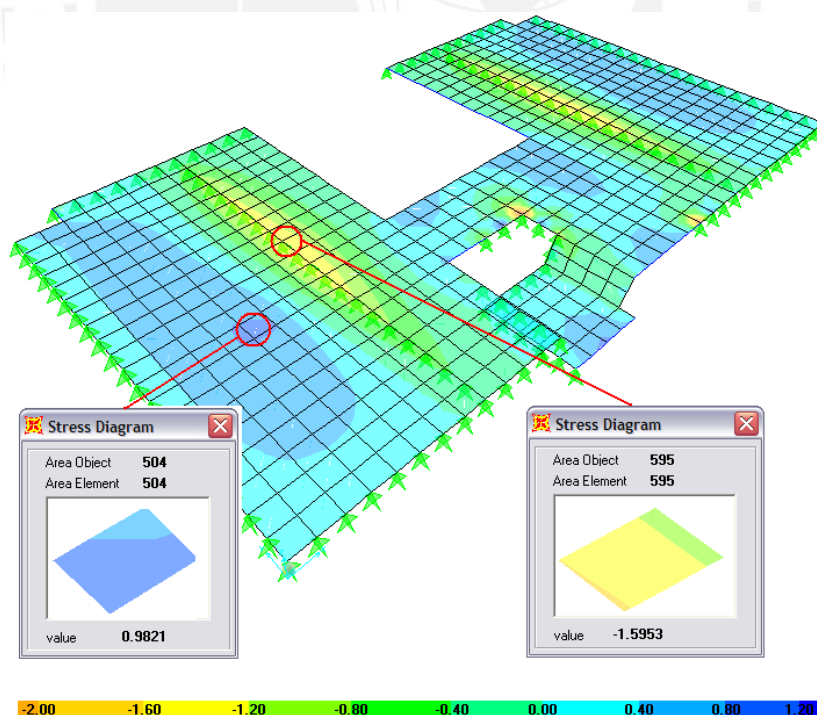
$$\Rightarrow \omega = \frac{1.8 \text{ m}^2 \times 1.72 \text{ T/m}^2}{1.20 \text{ m}} = 2.58 \text{ T/m}$$



Se realiza un modelo de la losa maciza en SAP2000 utilizando elementos SHELL del 30x30. Las cargas de las escaleras y parapetos se representan linealmente distribuidas:



Esfuerzos internos en la dirección M11 (T.m):



Como era previsible, los mayores esfuerzos negativos se producen en los apoyos límite entre al paño "A" y "B". Los mayores momentos positivos se presentan en el apoyo de la escalera principal, en el paño "B".

## 4.2 Análisis de vigas columnas y placas

### 4.2.1 Procedimiento general de análisis

Se construye un modelo analítico del edificio en el programa ETABS, haciendo uso de elementos 1D, 2D, diafragmas rígidos y considerando el proceso constructivo.

Las cargas asignadas al modelo corresponden a la tabiquería, peso de losas y la sobrecarga. Las cargas deben ser aplicadas sobre las losas y ETABS automáticamente las distribuye a las vigas, columnas y placas, según sus áreas tributarias.

La envolvente de momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas, columnas y placas se obtienen directamente del modelo analítico.

Las cargas axiales de columnas y placas se calculan multiplicando sus áreas tributarias por la sobrecarga (CV) y el peso por unidad de área del edificio (CM).

$$CV = 0.20 \text{ T/m}^2$$

$$CM = \frac{\text{Peso Edificio}}{\text{Área Construida}} = \frac{2360.0 \text{ T}}{2280.0 \text{ m}^2} = 1.04 \text{ T/m}^2$$

### 4.2.2 Modelo analítico

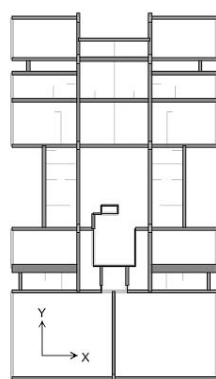
Los siguientes conceptos se toman de la tesis: “Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras” de José Antonio Tabeada García y Arturo Martín de Izcue Uceda.

- **Objetos de línea y área:** Con los objetos de línea se modelan las columnas (orientación vertical) y las vigas (orientación horizontal), a los que se asigna una sección transversal determinada. Para el modelo, se tiene en cuenta anular la rigidez a la torsión de las vigas.

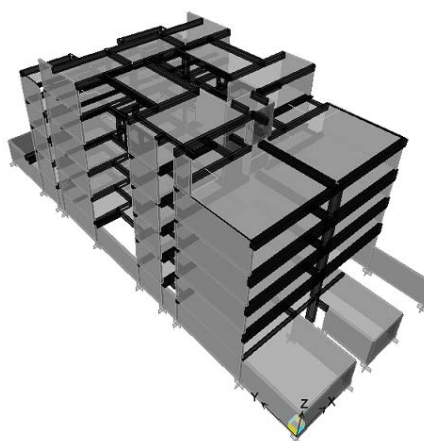
Con los objetos de área, ya sea como una malla de elementos finitos o como un elemento de repartición de cargas, se modelan las losas (orientación horizontal) y placas (orientación vertical), a los que se asigna una sección transversal determinada.

- **Diafragmas rígidos:** Las losas, al ser elementos mucho más rígidos en relación a otros, se les puede considerar indeformables ante cargas coplanares. Con los diafragmas rígidos se compatibilizan los desplazamientos horizontales de los elementos empotrados en él y se distribuyen las fuerzas horizontales a los elementos verticales según su rigidez.
- **Asignación de cargas:** El peso de la tabiquería se asigna a las losas mediante elementos ficticios NONE que distribuyen la carga de forma automática a las vigas. La sobrecarga y peso propio de las losas son cargas por unidad de área que se asignan en cada paño.

Finalmente, el modelo del edificio:



(A) VISTA EN PLANTA DEL PISO TÍPICO



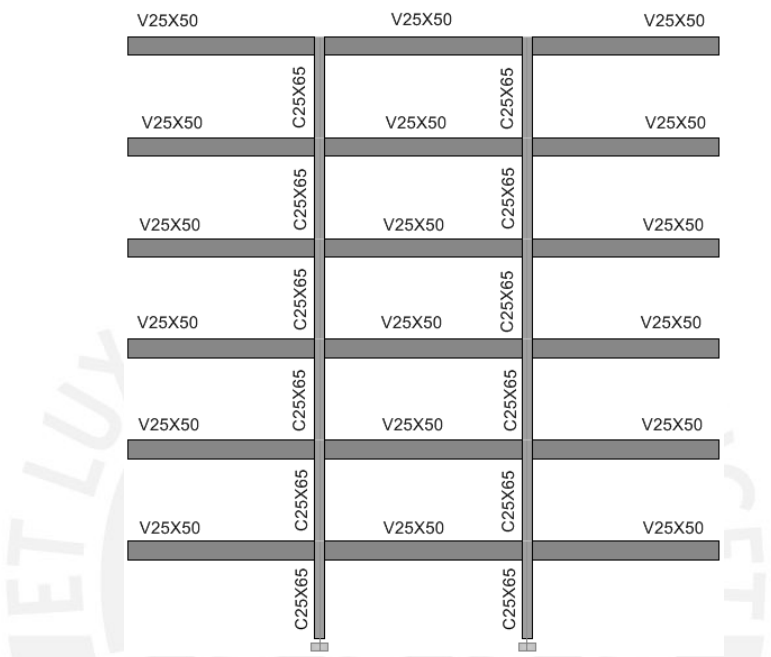
(B) VISTA EN TERCERA DIMENSIÓN

- **Proceso constructivo:** Cuando trabajamos con un modelo creado por computadora, las cargas son asignadas sobre un edificio completo, “ya construido”. En la realidad, el peso propio de un edificio, que constituye una gran parte de la carga gravitacional total, se incrementa gradualmente a medida que avanzan las etapas de construcción.

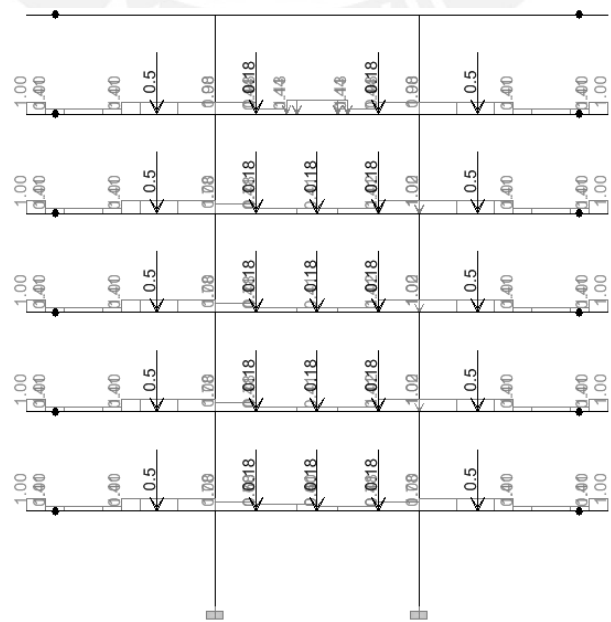
El ETBS nos permite evaluar este fenómeno mediante el análisis denominado “Secuencia Constructiva”; de esta manera, obtenemos la distribución real de esfuerzos internos, sobre todo en los niveles superiores en que la diferencia se acentúa.

4.2.3 Resultados:

Se presentan el pórtico del eje 5, que es uno de los pórticos principales del edificio en el eje X. Las vigas que lo conforman son de 0.25x0.50 m y las columnas de .025x0.65 m. El pórtico tiene 6 niveles y va desde el semisótano hasta la azotea del edificio.

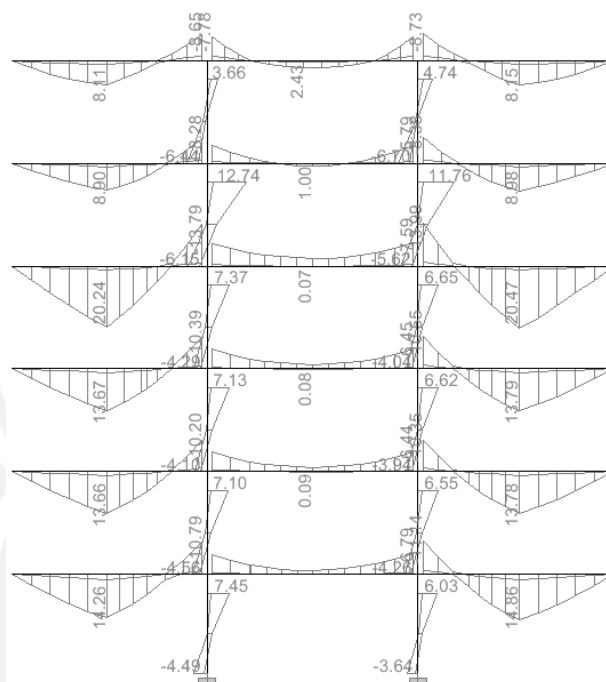


En el siguiente esquema se presenta el estado de cargas asignadas para el pórtico del eje 5, por concepto de carga muerta (Toneladas):

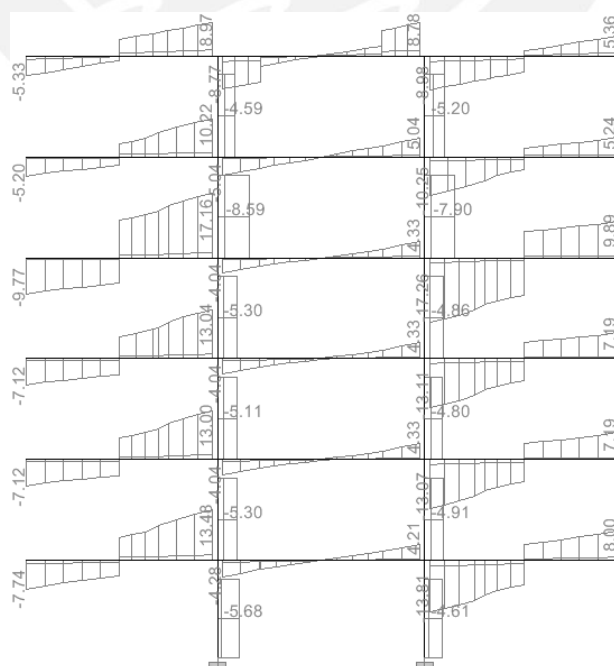


Después del análisis obtenemos los esfuerzos internos en el pórtico para la combinación COMB1: 1.7CV + 1.4CM.

- Diagrama de momentos flectores (T.m):



- Diagrama de fuerzas cortantes (T):



## CAPÍTULO 5

## ANÁLISIS SÍSMICO

En el presente capítulo se realiza el análisis sísmico del edificio en tesis, según las especificaciones de la norma E.030, que busca de cumplir con dos objetivos fundamentales en el comportamiento estructural: 1) ante sismos frecuentes, entiéndase sismos con periodos de retorno de 50 años, se acepta que el edificio sufra daños menores pero debe mantenerse totalmente operativo; 2) ante sismos raros, entiéndase con periodos de retorno de 500 años, debe evitarse el colapso de los elementos estructural y no estructurales para salvaguardar la vida de sus ocupantes.

### 5.1 Análisis de la regularidad estructural

Se aplican los conceptos de las Tablas 4 y 5 de la norma E.30 para determinar la regularidad del edificio.

- **Irregularidad por esquinas entrantes:** Como se ve en la Tabla 5.1, el edificio resulta ser irregular por esquinas entrantes en ambas direcciones XX e YY, ya que las aberturas laterales de las plantas superan el 20% de su longitud total.

NIVEL	Dirección XX			Dirección YY		
	L total (m)	Long. E.E. (m)	%	L total (m)	Long. E.E. (m)	%
Primer Piso	16	0	0	28.3	6.5	23
Segundo Piso	16	5.3	33	28.3	6.5	23
Tercer Piso	16	5.3	33	28.3	6.5	23
Cuarto Piso	16	5.3	33	28.3	6.5	23
Azotea	16	0	0	16.5	6.5	39

TABLA 5.1: Porcentaje de incidencia de las esquinas entrantes

### 5.2 Parámetros del análisis sísmico

- **Coeficiente de reducción sísmica (R):** Este coeficiente nos representa la capacidad de deformación que tiene un sistema estructural.

Analizando el porcentaje de fuerza cortante en las placas y columnas:

	DIRECCIÓN YY	DIRECCIÓN XX
F Cortante en Placas	354.73 T	237.95 T



F Cortante en Columnas	6.62 T	14.72 T
F Cortante total =	361.40 T	252.67 T
% Cortante en placas =	98%	94%
Factor R =	6	6

TABLA 5.2: Cálculo del factor R

Se verifica que para ambas direcciones el coeficiente  $R = 6$ , ya que las placas de concreto toman más del 80% de la fuerza cortante basal del edificio. Además, al ser un edificio irregular,  $R$  se afecta en 75%; en consecuencia, para ambas direcciones usaremos  $R = 0.75 \cdot 6 = 4.5$ .

- **Parámetros de sitio y uso:** Según la ubicación y las características del edificio, los parámetros de sitio son:

Parámetro	Valor	Sustento
Z	0.4	Edificio ubicado en la ciudad de Lima
S	1	Suelo tipo S1
$T_p$	0.4	Suelo rígido
U	1	Edificio de vivienda: Edificación Común

TABLA 5.3: Parámetros de sitio y uso del edificio Del Pinar

- **El factor de amplificación sísmica (C):** Representa la amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo:

$$C = 2.5 \times \left( \frac{0.4}{T} \right) = \frac{1}{T} \Rightarrow \text{Variable en función del periodo}$$

Donde:

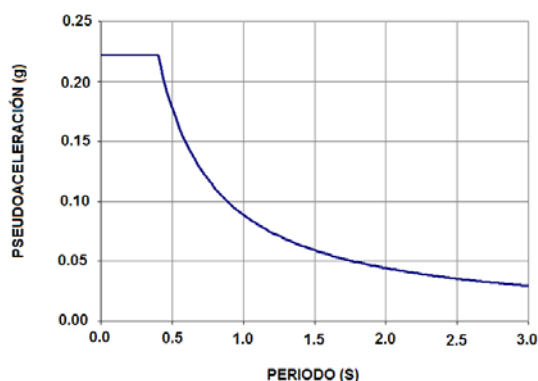
$$T_p = \text{Periodo Suelo}$$

$$T = \text{Periodo Fundamental Edificio}$$

$$C \leq 2.5$$

- **Espectro de pseudoaceleración:** la curva del espectro inelástico queda definido por la siguiente expresión:

$$S_a = \left( \frac{ZUSC}{R} \right) \times g = \left[ \left( \frac{0.4 \times 1 \times 1}{4.5} \right) \times \frac{1}{T} \right] \times g$$



### 5.3 Análisis modal

ETBAS determina los periodos y formas de vibración del edificio, calculando la masa estructural a partir de las cargas actuantes. La tabla 5.4 muestra la información de cada uno de los modos de vibración del edificio y su porcentaje de participación en cada dirección de análisis:

Modo Vibr.	Periodo (s)	XX (%)	YY (%)
1	0.515	58.0281	0.0006
2	0.236	3.2468	0.0078
3	0.200	0.0016	58.1626
4	0.120	15.4335	0.0001
5	0.060	6.3517	0.0074
6	0.053	0.0251	0.0576
7	0.047	0.0042	20.7612
8	0.042	3.5045	0.0009
9	0.033	2.0996	0.0000
10	0.027	2.6544	0.0295
11	0.025	0.2395	8.3582
12	0.024	8.1653	0.1574
13	0.019	0.2065	0.0067
14	0.017	0.0000	6.2968
15	0.016	0.0281	0.0009
16	0.014	0.0107	0.1566
17	0.014	0.0005	4.2832
18	0.012	0.0000	1.6943

TABLA 5.4: Modos de vibración y porcentaje de participación  
Considerando 3 grados de libertad por nivel.

El edificio cuenta con 18 modos de vibración. En la dirección XX predomina el primer modo, con un porcentaje de masa participativa de 59%. En la dirección YY predomina el tercer modo de vibración, con 58% de masa participativa.



Periodos fundamentales:

Dirección	XX	YY
Periodo (s)	0.52	0.20

#### 5.4 Análisis por superposición espectral

Se realiza el análisis dinámico de superposición modal con 3 grados de libertad por cada nivel y para cada modo de vibración, que se combinan para obtener la respuesta máxima esperada para las fuerzas internas, reacciones y desplazamientos. Se aplica el método “Complete Quadratic Combination (CQC)”.

Se considera para cada dirección de análisis, los modos de vibración cuya suma de masas efectivas sean por los menos el 90% de la masa de la estructura, y deberán tomarse en cuenta por lo menos los 3 primeros modos predominantes.

- **Reacciones basales:** Carga axial, momentos volcantes y cortantes dinámicas

Carga	FZ (T)	MX (T.m)	MY (T.m)
Muerta	2360	46000	-18500
Viva	419	7900	-3250

Cortante basal dinámica	
V XX	257 T
V YY	332 T

TABLA 5.5: Reacciones basales del edificio

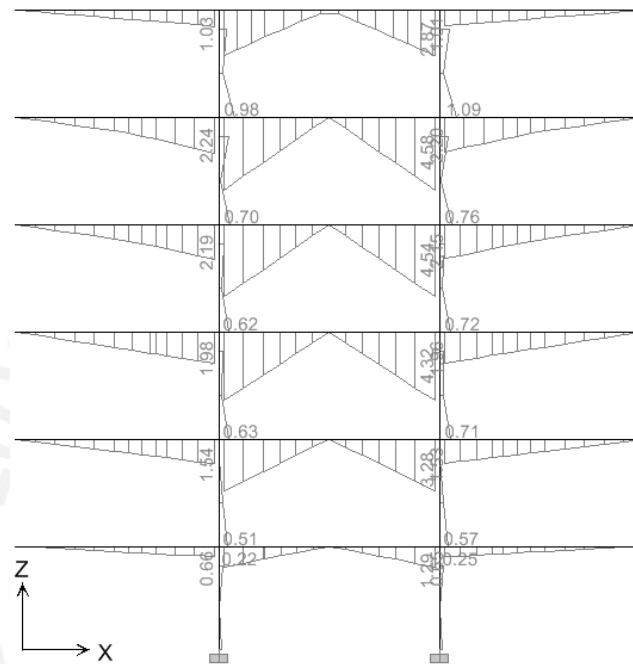
- **Desplazamientos máximos y del centro de masa:** Los desplazamientos del centro de masa y el desplazamiento máximo de cada nivel, correspondiente al punto más alejado del centro de masa, multiplicando los valores por  $3/4R = 4.5$ .

Desplazamientos XX			Desplazamientos YY		
Nivel	$\Delta$ CM (cm)	$\Delta$ MÁX (cm)	Nivel	$\Delta$ CM (cm)	$\Delta$ MÁX (cm)
6	8.10	9.63	6	1.62	1.87
5	6.30	8.55	5	1.22	1.39
4	4.50	6.03	4	0.86	0.96
3	2.70	3.55	3	0.50	0.55
2	1.35	1.41	2	0.18	0.22
1	0.14	0.10	1	0.05	0.02

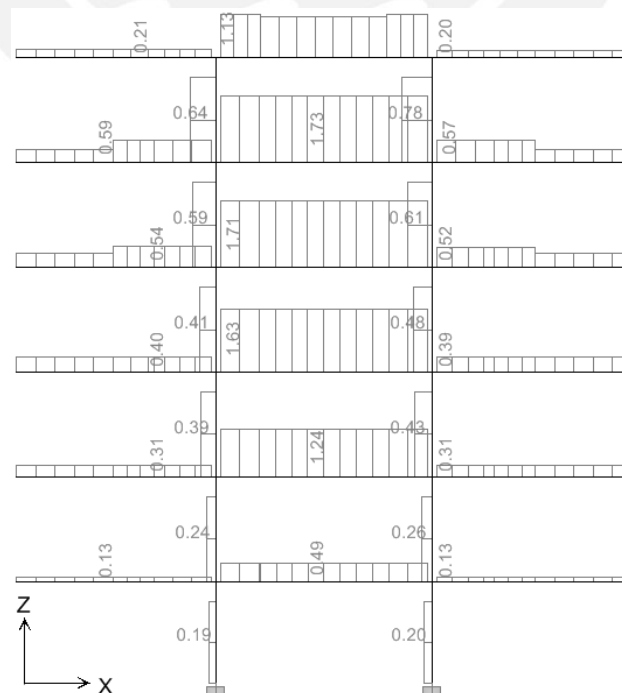
TABLA 5.6: Desplazamientos máximos y desplazamiento del CM.

- **Diagramas de esfuerzos internos:** Se presentan los esfuerzos internos del pórtico del eje 5, analizado en el capítulo 4 por cargas de gravedad. El análisis CQC arroja valores menores de esfuerzo.

A.- Momentos flectores (T.m):



B.- Fuerzas cortantes (T):



#### 5.4.1 Factor de amplificación por cortante mínima

Al ser un edificio irregular, la cortante dinámica no será menor que el 90% de la cortante estática; en caso lo sea, se aplica un factor de escala (f):

- Dirección de análisis XX:**

$$Peso = 25\%CV + 100\%CM = 0.25 \times 418.76 + 2361.61 = 2466.31T$$

$$V_{Estático} = \frac{ZUCS}{R} \times Peso = \frac{0.4 \times 1 \times 1}{4.5} \times \left( 2.5 \times \frac{0.40}{0.53} \right) \times 2466.31 = 413.64T$$

$$\frac{V_{Dinámico}}{V_{Estático}} \times 100 = \frac{257}{413.64} \times 100 = 62.1\% \leq 90\%$$

$$90\%V_{Estático} = 372.28T$$

$$\Rightarrow f_{XX} = \frac{372.28}{257.00} = 1.45$$

- Dirección de análisis YY:**

$$V_{Estático} = \frac{ZUCS}{R} \times Peso = \frac{0.4 \times 1 \times 1}{4.5} \times \left( 2.5 \times \frac{0.40}{0.20} \right) \times 2466.31 = 548.07T$$

$$\frac{V_{Dinámico}}{V_{Estático}} \times 100 = \frac{332}{548.07} \times 100 = 60.6\% \leq 90\%$$

$$90\%V_{Estático} = 493.26T$$

$$\Rightarrow f_{YY} = \frac{493.26}{332.00} = 1.49$$

Este factor sólo es aplicable al cálculo de esfuerzos internos con fines de diseño, más no al cálculo de los desplazamientos laterales.

#### 5.4.2 Control de la deriva

Para evaluar la deriva de entrepiso se tomará el desplazamiento del centro de masa multiplicado por  $3/4R = 4.5$ . El valor máximo permitido por la norma es 0.7%.

DIRECCIÓN XX	H entrepiso (m)	$\Delta$ CM (m)	$\Delta$ REL (m)	$\Delta$ RELx0.75R (m)	Deriva (%)	$\Delta$ MÁX Perm. (m)	$\Delta$ REL $\leq$ $\Delta$ MÁX
Azotea	2.60	0.0180	0.0040	0.0180	0.69	0.0182	Ok
5	2.60	0.0140	0.0040	0.0180	0.69	0.0182	Ok
4	2.60	0.0100	0.0040	0.0180	0.69	0.0182	Ok
3	2.60	0.0060	0.0030	0.0135	0.52	0.0182	Ok
2	2.60	0.0030	0.0027	0.0122	0.47	0.0182	Ok
1	2.60	0.0003	0.0003	0.0014	0.05	0.0182	Ok

DIRECCIÓN YY	H entrepiso (m)	$\Delta$ CM (m)	$\Delta$ REL (m)	$\Delta$ RELx0.75R (m)	Deriva (%)	$\Delta$ MÁX Perm. (m)	$\Delta$ REL $\leq$ $\Delta$ MÁX
Azotea	2.60	0.0036	0.0009	0.0041	0.16	0.0182	Ok
5	2.60	0.0027	0.0008	0.0036	0.14	0.0182	Ok
4	2.60	0.0019	0.0008	0.0036	0.14	0.0182	Ok
3	2.60	0.0011	0.0007	0.0032	0.12	0.0182	Ok
2	2.60	0.0004	0.0003	0.0014	0.05	0.0182	Ok
1	2.60	0.0001	0.0001	0.0005	0.02	0.0182	Ok

TABLA 5.7: Control de derivas de entrepiso.

Como vemos en la Tabla 5.7, el edificio en la dirección XX es bastante flexible, pero logra satisfacer los límites máximos de la norma peruana. Por el contrario, la dirección YY tiene desplazamientos mínimos, principalmente por la gran cantidad de placas de corte en esta dirección.

- **Junta de separación sísmica (S):** Previene choques entre edificios colindante durante los sismos. Se evalúa a los 15 metros de altura. La distancia D viene a ser la separación del edificio “Del Pinar” desde el límite de propiedad:

$$S = 3 + 0.004 \times (1500 - 500) = 7\text{cm} \geq 3\text{cm} \Rightarrow OK$$

$$D = \frac{2}{3} (\Delta M\acute{A}X) = \frac{2}{3} (9.63) = 6.5\text{cm} \geq \frac{S}{2} = 3.5\text{cm} \Rightarrow OK$$

#### 5.4.3 Control de giros

Con el objetivo de limitar los giros en planta, la norma E.030 establece que, en cada una de las direcciones de análisis, el cociente entre el desplazamiento relativo de dos puntos sobre la misma vertical en dos pisos consecutivos, y el desplazamiento relativo

de los centros de masas correspondientes, no debe ser mayor que 1.75. Un valor mayor a 1.30 para este cociente califica al edificio como irregular.

DIRECCIÓN XX	$\Delta$ CM (cm)	$\Delta$ ABS Máx (cm)	$\Delta$ REL CM (cm)	$\Delta$ REL Máx (cm)	$\Delta$ REL Máx / $\Delta$ REL CM
<b>Azotea</b>	8.10	9.63	0.40	0.24	0.60
<b>5</b>	6.30	8.55	0.40	0.56	1.40
<b>4</b>	4.50	6.03	0.40	0.55	1.38
<b>3</b>	2.70	3.55	0.30	0.48	1.58
<b>2</b>	1.35	1.41	0.27	0.29	1.07
<b>1</b>	0.14	0.10	0.03	0.02	0.77

DIRECCIÓN YY	$\Delta$ CM (cm)	$\Delta$ ABS Máx (cm)	$\Delta$ REL CM (cm)	$\Delta$ REL Máx (cm)	$\Delta$ REL Máx / $\Delta$ REL CM
<b>Azotea</b>	1.62	1.87	0.41	0.47	1.17
<b>5</b>	1.22	1.39	0.36	0.43	1.20
<b>4</b>	0.86	0.96	0.36	0.41	1.13
<b>3</b>	0.50	0.55	0.32	0.34	1.07
<b>2</b>	0.18	0.22	0.14	0.19	1.42
<b>1</b>	0.05	0.02	0.05	0.02	0.54

TABLA 5.8: Parámetros de sitio y uso del edificio Del Pinar

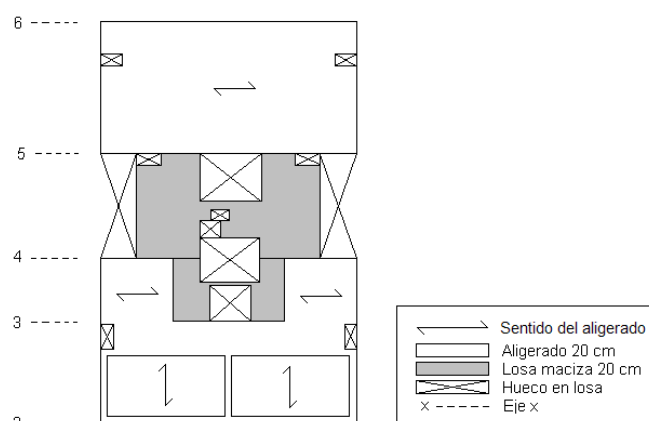
Como se ve en las Tablas 5.8, los giros en planta están por debajo del nivel máximo permisible de 1.75; sin embargo, algunos cocientes en ambas direcciones resultan ser mayores a 1.30, lo que ratifica la irregularidad del edificio.

## CAPÍTULO 6

### DISEÑO DE LOSAS

En presente capítulo se desarrolla el diseño por flexión y corte de las losas aligeradas y macizas del edificio.

En el esquema se muestra la distribución de losas en planta. En la parte sombreada se considera la losa maciza; el resto de paños serán de losa aligerada y con la dirección que se indica:



#### 6.1 Diseño de losas aligeradas

Como se indicó en el Capítulo 3, las losas aligeradas del edificio se diseñan con el sistema no convencional denominado “Sistema de Viguetas Pretensadas FIRTH”.

Entre las ventajas principales de este sistema, está la posibilidad de tener paños más grandes con menor peralte y con nervaduras de espesor uniforme.

##### 6.1.1 Especificaciones técnicas del sistema de viguetas FIRTH

En la Tabla 6.1 se presentan los parámetros para el diseño. Como se observa, algunos valores varían en relación al aligerado convencional:

bw =	11	cm
d =	Altura de la losa - 2	cm
f'c de la losa =	210	Kg/cm <sup>2</sup>

TABLA 6.1: Parámetros de diseño de las viguetas FIRTH

En la tabla siguiente se especifican los momentos admisibles de viguetas simples y dobles para cada una de las series de fabricación (V101, V102, V103, V104 y V105):

	Altura de losa (cm)	dist./Ejes (cm)	Peso propio (Kg/cm <sup>2</sup> )	Momentos admisibles (Kg.m) = Ø Mn				
				V101	V102	V103	V104	V105
Vigüeta simple	17	50	245	760	1030	1290	1585	1965
	20	50	280	940	1280	1595	1965	2435
	25	50	335	1250	1660	2100	2595	3230
	30	50	400	1560	2020	2610	3230	4020
Vigüeta doble	17	61	290	1470	1953	2445	2960	3600
	20	61	345	1835	2469	3055	3720	4540
	25	61	430	2445	3196	4070	4980	6110
	30	61	515	3055	3970	5090	6240	7690

TABLA 6.2: Momentos admisibles del sistema de viguetas pretensadas FIRTH

Longitudes de fabricación:

Serie	V101	V102	V103	V104	V105
L máxima (m)	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5

TABLA 6.3: Longitud de fabricación de las viguetas

Resistencia al corte para viguetas de H=20 cm:

$$\phi V_{c_{H=20cm}} = 1.59T \quad y \quad \phi V_{c_{H=25cm}} = 2.00T$$

### 6.1.2 Consideraciones particulares del diseño

En el edificio “Del Pinar” hemos usado aligerado de 20 cm. con viguetas distanciadas 50 cm. por la alta densidad de tabiquería.

- Redistribución de momentos negativos: Es posible modificar el diagrama de momentos flectores, aliviando los momentos negativos para transferirlos a la zona de momentos positivos, dada la capacidad que tienen las secciones de concreto armado



de girar en un estado plástico, una vez alcanzada la fluencia del acero negativo, pero conservando su capacidad resistente.

La norma E.060 propone la siguiente expresión que cuantifica esta redistribución de momentos, que no podrá ser menor al 20%.

$$\%R = 20 \left[ 1 - \frac{(\rho - \rho'')}{\rho_b} \right] \leq 20\% \Leftrightarrow \rho \text{ ó } (\rho - \rho'') \leq 0.5 \times \rho_b$$

Donde:

$$\text{Cuantía Balanceada: } \rho_b = \left[ \frac{(0.85 \times \beta_1 \times f'_c)}{f_y} \right] \times \left[ \frac{6000}{(6000 + f_y)} \right]$$

$$\text{Cuantía Acero Tracción: } \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\text{Cuantía Acero Compresión: } \rho' = \frac{A'_s}{b \times d}$$

Para facilidad en los cálculos, y considerando que las viguetas no son elementos sometidos a grandes momentos flectores, se reduce el momento negativo directamente en 20%.

- Cuando la fuerza cortante requerida supere a la de diseño, se usarán ensanches por corte alternados. Para evaluar el corte en el sistema FIRTH se considera el peralte efectivo  $d = h - 2.5 \text{ cm}$  y el ancho con ensanche alternado  $B_{\text{ensanche}} = 23 \text{ cm}$ .

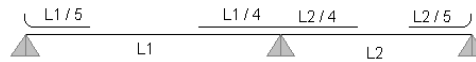
$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B_{\text{ensanche}} \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 23 \times (20 - 2.5) = 2.63 \text{ T}$$

Se toma en cuenta el aporte a la resistencia en flexión que dan los ensanches para reducir la necesidad del uso de vigas chatas o dobles viguetas.

- El acero de temperatura en los niveles intermedios es de  $\phi 1/4" @ 0.25m$
- El corte del acero negativo colocado se realiza según la siguiente regla práctica. Esta extensión del bastón de refuerzo incluye la longitud de anclaje:





- Cuantía mínima y máxima:

$$As_{min} = \frac{0.70 \times \sqrt{210}}{4200} \times 11 \times (20 - 2) = 0.48 cm^2$$

$$As_{max} = 0.75 \times 0.021 \times 11 \times (20 - 2) = 3.16 cm^2$$

### 6.1.3 Ejemplo de diseño de un tramo de losa aligerada

Se toman como ejemplo las viguetas del paño entre los ejes 5 y 6, analizadas en el capítulo 4: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.

Momentos últimos:

Tramo	Mu - (T.m)	Mu + (T.m)
1	1.63	1.33
2	1.63	1.03
3	1.63	1.33

- Diseño por flexión:

De la teoría de flexión desarrollada en el Capítulo 2 y la Tabla 6.1:

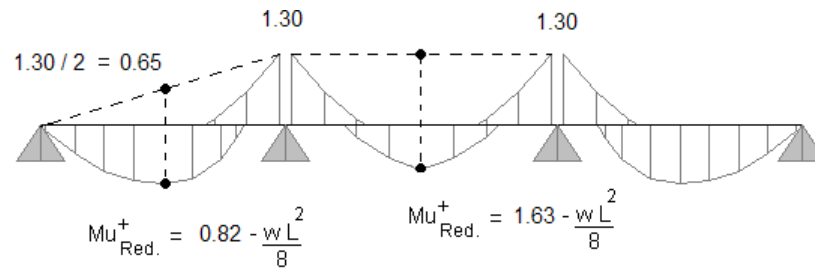
$$Mu^- = 1.63 T.m$$

$$Mu^-_{redistribuido} = 80\% \times Mu^- = 0.80 \times 1.63 = 1.30 T.m$$

$$As = w \times b \times d \times \frac{f_c}{f_y} = 2.2 cm^2$$

$$2\phi 1/2" \Rightarrow \phi Mn = 1.49 T.m \Rightarrow \text{Cumple}$$

Los momentos flectores positivos redistribuidos se calculan aplicando equilibrio (se asume que el máximo momento flector positivo se presenta en el centro del tramo):



Tramo	L (m)	Mu+ Redistrib. (T.m)	Serie	Ø Mn+ (T.m)
1	5.1	1.37	V103	1.60
2	5.6	1.13	V103	1.60
3	5.1	1.37	V103	1.60

De la Tabla 6.2 y 6.3: En los tramos laterales se colocan viguetas V103, cuya resistencia nominal y longitud de fabricación satisface lo requerido. Para el tramo central, la vigueta V102 satisface los esfuerzos últimos; sin embargo, la longitud de fabricación de esta serie es menor a la longitud del tramo. Finalmente se eligen viguetas de la serie V103 para los 3 tramos.

- **Diseño por corte:**

Del diagrama de fuerzas cortantes:

$$Vu \approx 2.19T \quad (\text{A la cara del apoyo})$$

$$\phi V_{c_{H=20cm}} = 1.59T$$

$$Vu \geq \phi V_c \Rightarrow \text{Requiere ensanche}$$

$$\phi V_{c_{ensanche}} = 2.63T$$

En el diagrama de fuerza cortante se observa que se necesita ensanches alternados en una longitud de 0.90 metros; por lo tanto, retiramos 3 ladrillos de 0.30 m c/u.

## 6.2 Losas macizas

### 6.2.1 Consideraciones particulares del diseño

- Se toma una franja de 1 m de ancho,  $H = 0.20$  m de peralte y  $d = 17$  cm.
- El refuerzo de acero dentro de la losa maciza se colocará en dos capas.
- La cuantía de acero mínima para la sección:  $A_{\min} = 0.0018(b)(h) = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$

Como método práctico, la cuantía mínima se divide en  $0.0012(b)(h)$  en la capa inferior y  $0.0006(b)(h)$  en la capa superior para los negativos.

Cuantía mínimas momentos positivos (capa inferior):

$$A_s^+_{\min} = 0.0012 \times 20 \times 100 = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m} \Rightarrow A_s = 2.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi M_n^+ = 1.79 \text{ T.m/m}$$

Cuantía mínimas momentos negativos (capa superior):

$$A_s^-_{\min} = 0.0006 \times 20 \times 100 = 1.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 8 \text{ mm} @ 0.30 \text{ m} = 1.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi M_n^+ = 1.06 \text{ T.m/m}$$

### 6.2.2 Ejemplo de diseño de la losa maciza

En la lectura de los esfuerzos en los elementos SHELL se tiene en cuenta la dirección que de análisis. En la convención de signos del programa SAP2000, el eje local 1 equivale al eje Y, mientras que el eje local 2 al eje X.

- **Diseño por flexión**

Se diseña la losa central del techo del tercer nivel, analizada en el capítulo 4:  
ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.

Momentos flectores de diseño en cada dirección:

	Dirección 11	Dirección 22
<b><math>Mu^+_{\text{máx}}</math></b>	+1.58 T.m/m	+0.31 T.m/m
<b><math>Mu^-_{\text{máx}}</math></b>	-1.62 T.m/m	-1.40 T.m/m

Como se observa, en la fibra superior la cuantía mínima no satisface los momentos últimos negativos generados en los apoyo de la losa.

Finalmente el acero colocado es:

<b>Capa superior</b>	2 mallas de $\emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$
<b>Capa inferior</b>	2 mallas de $\emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$

Resistencia suministrada:

$$\text{Acero colocado : } \emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m} \Rightarrow A_s = 2.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Resistencia suministrada : } \phi M_n^+ = 1.79 \text{ T.m/m}$$

- Verificación del diseño por fuerza cortante**

$$V_u \approx 6000 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times (20 - 3) = 11098 \text{ Kg}$$

$$V_u \leq \phi V_c \Rightarrow \text{Cumple}$$

## CAPÍTULO 7

## DISEÑO DE VIGAS

En el presente capítulo se presenta el diseño en flexión y corte de las vigas peraltadas, aplicando las consideraciones para elementos sismorresistentes de la norma E.060.

### 7.1 Diseño sismorresistente

#### Refuerzo longitudinal:

- Las vigas tendrán un refuerzo continuo constituido, como mínimo, por dos barras en la cara superior y dos en la cara inferior.
- La relación ancho peralte de las vigas no deberá ser menor que 0.3.
- No deberán hacerse empalmes a una distancia “d” o menor de la cara de los nudos.
- Se limita la cantidad de bastones de manera que la tercera parte del acero total colocado en una determinada sección, sea menor o igual que el acero corrido, tanto para la zona positiva como para la negativa.
- El corte de los bastones se realiza en función al corte teórico; es decir, se calcula la resistencia suministrada por el acero corrido, se ubica este valor en las envolventes de momento flector y se da lectura a su respectiva posición.
- La longitud de anclaje se determina del mayor de los valores entre:
  - a) Peralte efectivo (d)
  - b) 12 veces  $\phi$  mayor entre varillas longitudinales
  - c) Longitud  $L_d$

#### Refuerzo transversal:

- Para una viga con carga distribuida ( $W_u$ ), la fuerza cortante ( $V_u$ ) se determina a partir de los momentos nominales ( $M_n$ ) en los extremos de la luz libre ( $L_n$ ), y de la fuerza isostática calculada para las cargas permanentes: Cortante por Capacidad.

$$V_u = \frac{M_{n_{izq}} + M_{n_{der}}}{L_n} + \frac{W_u \times L_n}{2}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \Rightarrow V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Distancia entre estribos (s):

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \Leftrightarrow V_s \leq 2.1 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

- Con el propósito de mantener confinado el núcleo de concreto la distancia entre estribos no deberá superar los siguientes valores:

a) Primer estribo a 5 cm de la cara

b) En la zona de confinamiento :      0.25d  
8 veces  $\phi$  de la barra  
30 cm

c) Fuera de la zona de confinamiento : 0.50d

En la mayoría de vigas la distribución entre estribos está gobernada por lo dispuesto en la norma; sin embargo, para vigas cortas es probable que mande el diseño por capacidad, por los altos esfuerzos internos que se generan.

## 7.2 Consideraciones particulares del diseño

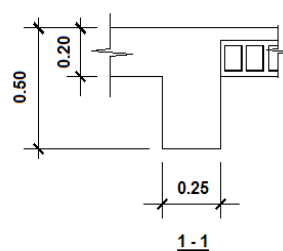
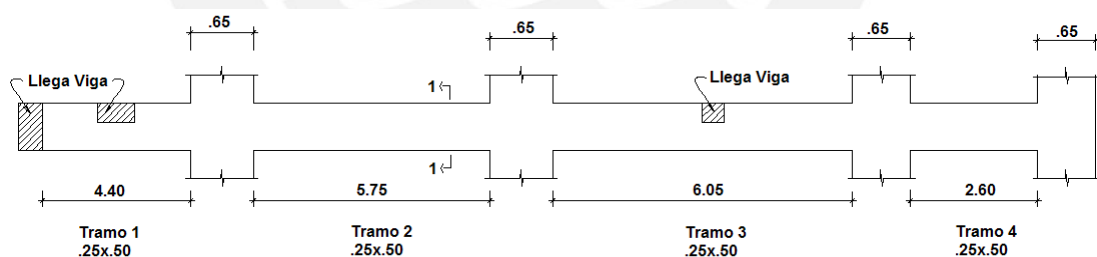
- Se inicia asumiendo el acero distribuido en una capa:  $d = h - 6$  cm. Si el número de capas es mayor,  $d$  se calcula según:  $h - 8$  para 2 filas o  $h - 9$  para 3 filas de barras.
- Se consideran los conceptos de: Aporte del acero en compresión y Redistribución de momentos negativos, desarrollados en los Acápites 2.3.2 y 6.1.2, respectivamente.
- El área mínima y máxima de acero que permiten las vigas del edificio se calculan con las siguientes expresiones:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \times d \times b$$

$$A_{s_{max}} = 75\% A_{s_{balanceado}} = 0.75 \times 0.02125 \times b \times d$$

### 7.3 Ejemplo de diseño de vigas:

Como ejemplo de diseño, se presenta el diseño del tramo 3 de la viga VT09. Las características geométricas del elemento se muestran en los esquemas siguientes:



En la Tabla 7.1 se muestran los parámetros del diseño de la viga VT09:

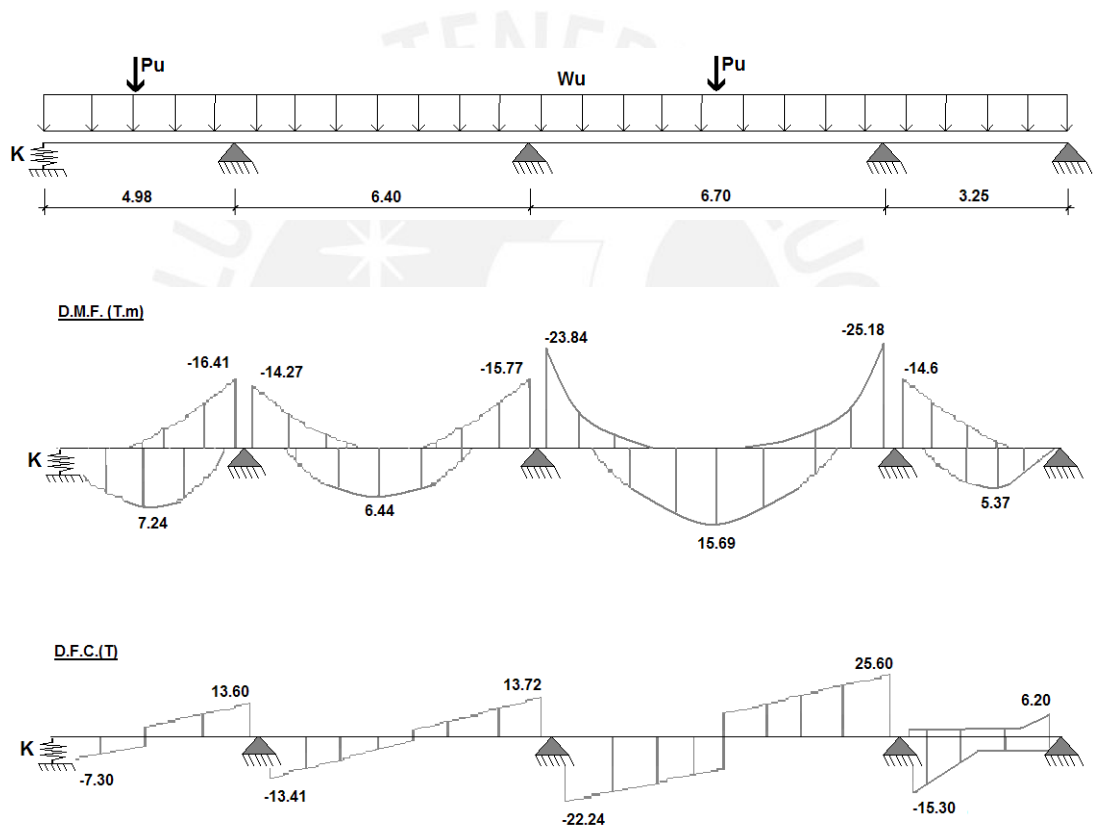
b =	0.26	m
-----	------	---



d =	0.42	m
d' =	0.06	m
f'c =	210.00	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200.00	Kg/cm <sup>2</sup>
As <sub>mín</sub> =	2.54	cm <sup>2</sup>
As <sub>máx</sub> =	16.73	cm <sup>2</sup>

TABLA 7.1: Parámetros de diseño de vigas

Diagrama de cuerpo libre y envolvente de los diagramas de esfuerzos:



• **Diseño en flexión:**

Se diseña el tramo 3 de la viga VT09

Tramo 3:  $Mu^- = 25.18T.m$

$$0.90 \times 210 \times 25 \times (50 - 8)^2 \times w(1 - 0.59 \times w) = 25.18 T.m$$

$$\Rightarrow w = 0.208$$

$$A_s^- = w \times 25 \times (50 - 8) \times \frac{210}{4200} = 20.65 \text{ cm}^2$$

$$20.65 \text{ cm}^2 \geq A_s^- \text{ máximo}$$

La sección requiere un área de acero mayor a la cuantía máxima para satisfacer el momento último negativo de 25.18 T.m. Por lo tanto, será necesario evaluar el aporte del acero en compresión y redistribuir los momentos negativos.

#### Aporte del acero en compresión:

Se coloca la cuantía máxima permitida:

$$A_s^- \text{ máximo} = 16.73 \text{ cm}^2 : \text{Cuantía mínima}$$

$$\text{Acero Superior} : 2\phi 3/4" + 2\phi 1" \xrightarrow{\text{Equivale a:}} A_s^- = 15.88 \text{ cm}^2 \text{ (Tracción)}$$

$$\text{Acero Inferior} : 2\phi 3/4" \xrightarrow{\text{Equivale a:}} A_s^+ = 5.68 \text{ cm}^2 \text{ (Compresión)}$$

$$\phi M_n^- \text{ Acero cuantía máxima} = 20.71 T.m \Rightarrow 82\% Mu^-$$

La cuantía máxima proporciona a la sección un momento nominal igual al 82% del momento último del análisis.

De la relaciones del acápite 2.3.2:

$$a = \frac{(15.88 - 5.68) \times 4200}{0.85 \times 210 \times 25} = 9.60 \text{ cm}$$

$$\phi M_n^- \text{ Acero Compresión} = 0.9 \times 4200 \left[ 5.68 \times 36 + (15.88 - 5.68) \times \left( 42 - \frac{9.60}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n^- \text{ Acero Compresión} = 22.07 T.m$$

$$\phi M_n^{-} \text{ AceroCompresión} \geq \phi M_n^{-} \text{ Acero cuantía máxima}$$

$$22.07 \text{ T.m} \geq 20.71 \text{ T.m} \Rightarrow \text{No Cumple}$$

Como vemos, con el aporte del acero en compresión no es suficiente para llegar al momento nominal de la sección con la cuantía máxima, por lo que se calcula el porcentaje de redistribución de momentos.

### Redistribución de momentos:

De la relaciones del acápite 6.1.2:

$$\rho_b = \left[ \frac{(0.85 \times 0.85 \times 210)}{4200} \right] \times \left[ \frac{6000}{(6000 + 4200)} \right] = 0.02125$$

$$0.5 \times \rho_b = 0.1063 \Rightarrow \rho \quad \text{ó} \quad (\rho - \rho') \leq 0.1063 \Rightarrow \text{Cumple}$$

$$\%R = 20 \left[ 1 - \frac{(15.88 - 5.68)}{25 \times 42 \times 0.02125} \right] = 11\%$$

El porcentaje de redistribución se aplica al momento nominal de la sección considerando el aporte del acero en compresión:

$$\phi M_n^{-} \text{ Redistribuido} = 22.07 - 11\% \times 22.07 = 19.64 \text{ T.m}$$

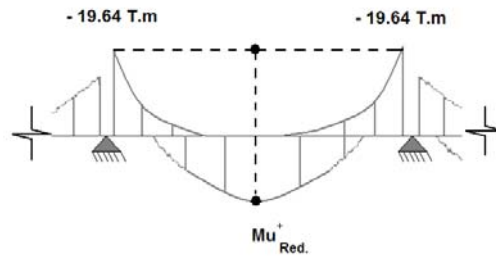
$$\phi M_n^{-} \text{ AceroCompresión} \geq \phi M_n^{-} \text{ Redistribuido} \Rightarrow \text{Cumple}$$

Finalmente, el acero superior colocado es: (ver corte 9-9 en plano de vigas)

$$2 \text{ varillas corridas de } \phi 3/4" + 2 \text{ bastones de } \phi 1"$$

$$\Rightarrow \text{Resistencia suministrada : } \phi M_n = 20.71 \text{ T.m}$$

Se calcula el nuevo momento positivo producto de la redistribución en los negativos del tramo 3, modificando la rigidez del elemento en el modelo analítico:



Tramo 3:  $Mu^+ = 15.69 T.m$

$$Mu^+_{\text{Redistribuido}} = 17.91 T/m$$

$$0.90 \times 210 \times 25 \times (50 - 8)^2 \times w(1 - 0.59 \times w) = 17.91 T.m$$

$$w^+ = 0.250$$

$$As^+ = w \times 25 \times (50 - 8) \times \frac{210}{4200} = 13.26 cm^2$$

Finalmente, el acero superior colocado es: (ver corte 9-9 en plano de vigas)

2 varillas corridas de  $\phi 3/4"$  + 1 bastón de  $\phi 1"$  + 1 bastón de  $\phi 3/4"$

$\Rightarrow$  Resistencia suministrada :  $\phi Mn = 18.31 T.m$

#### • Diseño por cortante:

De las relaciones del Acápite 2.3.4, el aporte del concreto viene dado por:

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times (50 - 8)}{1000} = 6.86 T$$

Del diseño a flexión tenemos momento nominal dotado a la sección:

$$\phi Mn^-_{\text{redistribuido}} = 20.71 T.m$$

La fuerza cortante de diseño se calcula como:

$$V_{u_{\text{capacidad}}} = \frac{20.71 + 20.71}{6.70} + \left( \frac{20.71 \times 12}{6.7^2} \right) \times \frac{6.7}{2} = 24.70T$$

$$\phi V_c \leq V_{u_{\text{capacidad}}} \Rightarrow \text{Requiere Estribos}$$

Se calcula el espaciamiento (s) con acero de 3/8":

$$V_s = \frac{24.70 - 6.86}{0.85} = 21.00T$$

$$V_s \leq 2.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times (50 - 8) = 31.95 \Rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_{v_{3/8}} = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

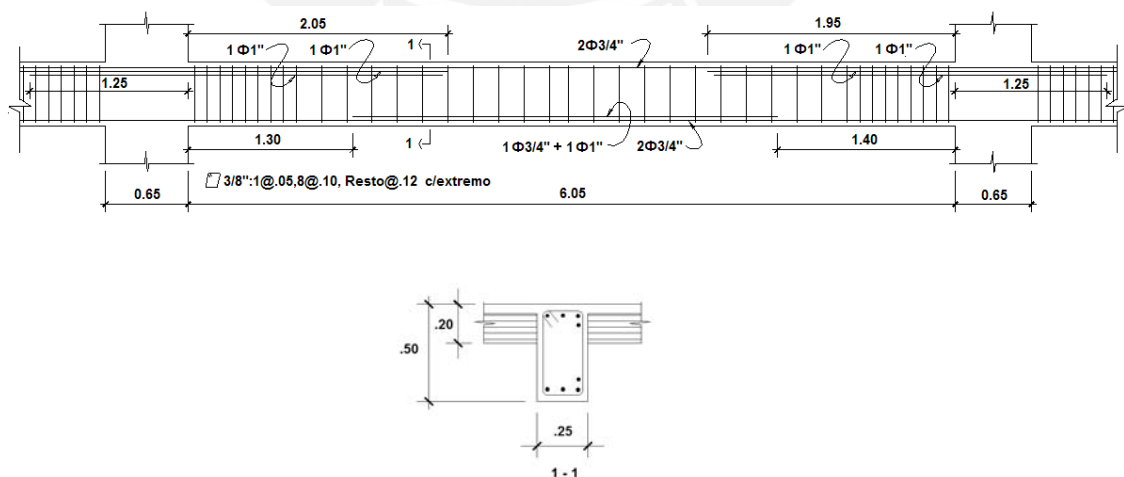
$$S = \frac{1.42 \times 4200 \times (50 - 8)}{21000} = 11.90 \text{ cm}$$

La distribución de estribos Para el tramo 3 es la siguiente:

$$S_{\text{confinamiento}} = 0.25 \times (50 - 8) = 10.5 \text{ cm} \Rightarrow S_{\text{confinamiento}} = 10 \text{ cm}$$

$$3/8": 1 @ 0.05, 8 @ 0.10, \text{ Resto } @ 12 \text{ cm}$$

Finalmente, el diseño del tramo 3 de la viga VT09 es el siguiente:

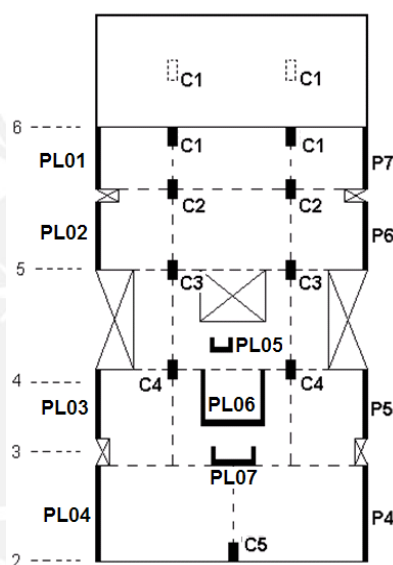


La longitud del corte de los bastones satisface el momento flector del diagrama más su longitud de anclaje (Ver planos E10, E11 y E12 del anexo).

## CAPÍTULO 8

### DISEÑO DE COLUMNAS Y PLACAS

En el presente capítulo se presenta el diseño por flexocompresión y cortante de los elementos verticales del edificio. El esquema siguiente muestra la distribución de las columnas y placas de corte en planta.



Como se ve en el esquema se han estructurado 5 tipos de columnas que llegan hasta la cimentación (C1, C2, C3, C4 y C5); adicionalmente, en los últimos entrepisos nacen dos columnas más que se clasifican como C6 y C7.

Se han estructurado 7 placas de concreto armado. Las placas laterales PL01, PL02, PL03 y PL04; y las PL05, PL06 y PL07 que tienen forma de U y están formando los ductos de escalera, ascensor y basura.

#### 8.1 Diseño de columnas

##### 8.1.1 Consideraciones particulares del diseño

- Todas las columnas del edificio Del Pinar se diseñan de forma rectangular, con refuerzo en dos caras, con estribos y, desde el punto de vista de la esbeltez, cortas.

- Cuantías de acero mínima, máxima y óptima:

$$\rho_{\text{mínimo}} = 0.01 \Rightarrow As_{\text{mínimo}} = 0.01 \times 65 \times 25 = 16 \text{ cm}^2 \equiv 8\phi 5/8''$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.06 \Rightarrow As_{\text{máx}} = 0.06 \times 65 \times 25 = 98 \text{ cm}^2 \equiv 19\phi 1''$$

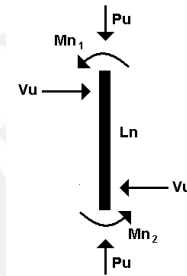
$$\rho_{\text{óptimo}} = 0.04 \Rightarrow As_{\text{óptimo}} = 0.04 \times 65 \times 25 = 65 \text{ cm}^2 \equiv 12\phi 1''$$

- Para el diseño por corte se determina la fuerza de diseño aplicando el concepto de capacidad para disminuir la probabilidad de una falla frágil.

$$V_u = \frac{Mn_1 + Mn_2}{Ln}$$

$$V_s \leq 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \times \left(1 + 0.0071 \times \frac{Pu}{Ag}\right)$$



- La distribución de estribos en la zona de confinamiento es:

- El primer estribo se ubica a 5 cm. de la cara del nudo
- Resto de estribos a  $S=10$  cm.

- A menos que el diseño por capacidad mande distancias menores, el espaciamiento fuera de la zona de confinamiento, no es menor a:

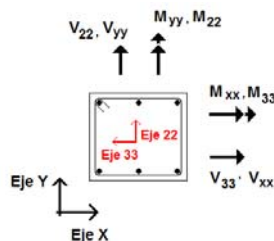
- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menos diámetro
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 30 cm

### 8.1.2 Ejemplo de diseño de columnas

Se presenta el diseño de la columna C4 del eje 4, la cual absorbe los mayores esfuerzos internos de sismo.

Nomenclatura usada para momentos flectores y las fuerzas cortantes:





Área tributaria y magnitud acumulada de CM y CV actuante sobre cada nivel:

Nivel	A(m <sup>2</sup> )	Pcm(Ton) 1.04 T/m <sup>2</sup>	Pcv(Ton) 0.20 T/m <sup>2</sup>
Azotea	-	-	-
Nivel 4	13.3	13.8	2.7
Nivel 3	15.0	29.4	5.7
Nivel 2	15.0	45.0	8.6
Nivel 1	15.0	60.5	11.6
Sótano	15.0	76.1	14.6

TABLA 8.1: CM y CV acumulada de la columna C5

Del análisis del modelo matemático se obtienen los siguientes valores para las combinaciones de cargas en ambas direcciones:

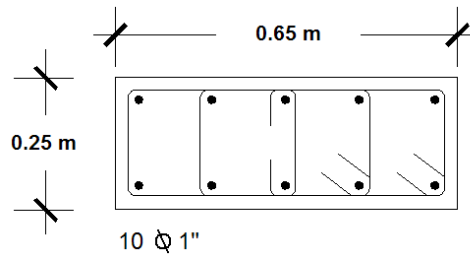
DIR XX	1.4m+1.7v		1.25(m+c)+Sxx		1.25(m + v)-Sxx		0.9m+Sxx		0.9m-Sxx	
	M22	P	M22	P	M22	P	M22	P	M22	P
Nivel 4	1.9	23.9	14.4	55.2	-11.0	-14.0	13.7	47.0	-11.7	-22.2
Nivel 3	1.2	50.9	10.6	101.6	-8.5	-13.8	10.2	84.2	-8.9	-31.2
Nivel 2	1.2	77.6	9.4	142.5	-7.4	-8.5	8.9	116.0	-7.8	-35.0
Nivel 1	1.2	104.4	6.1	179.0	-4.1	1.2	5.7	143.4	-4.5	-34.5
Sótano	1.4	131.4	2.0	207.9	0.4	18.9	1.5	163.0	0.0	-26.0

DIR YY	1.4m+1.7v		1.25(m+c)+Syy		1.25(m + v)-Syy		0.9m+Syy		0.9m-Syy	
	M33	P	M33	P	M33	P	M33	P	M33	P
Nivel 4	-3.9	23.9	-0.1	27.7	-6.3	13.6	1.7	19.5	-4.5	5.4
Nivel 3	-0.5	50.9	1.8	56.2	-2.9	31.6	1.5	38.8	-3.2	14.2
Nivel 2	-0.8	77.6	1.7	84.1	-3.3	49.9	1.4	57.6	-3.6	23.4
Nivel 1	-0.6	104.4	1.2	110.6	-2.6	69.6	0.9	75.0	-2.9	34.0
Sótano	-2.1	131.4	-1.1	135.0	-2.5	91.8	-0.3	90.1	-1.7	46.9

TABLA 8.2: Esfuerzos internos combinados en la columna C4

- **Diseño por flexocompresión:**

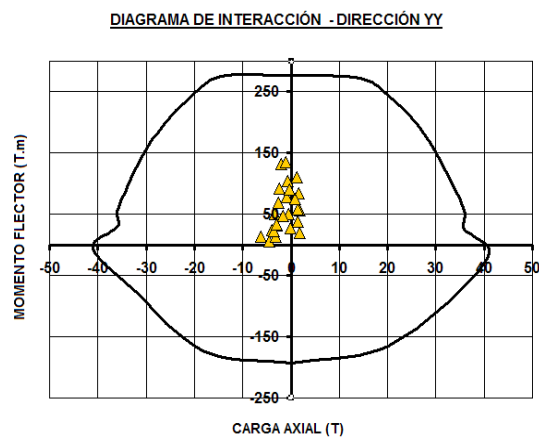
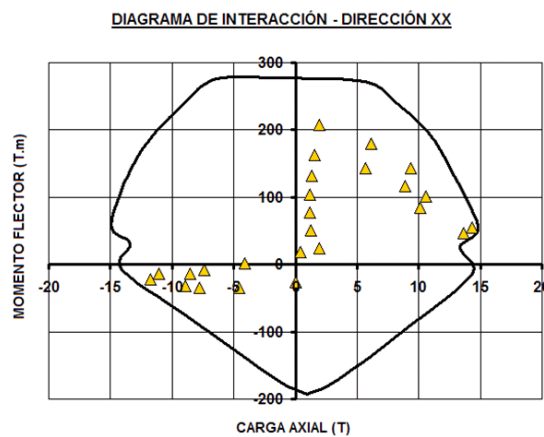
Armadura propuesta: 10 varillas de 1", repartidas en dos capas.



$$\rho = \frac{A_{acero}}{b \times d} \in \{0.01, 0.06\} \Rightarrow \rho = \frac{10 \times 5.10}{65 \times 25} = 0.032$$

La cuantía dentro del rango aceptable para no tener congestión del refuerzo.

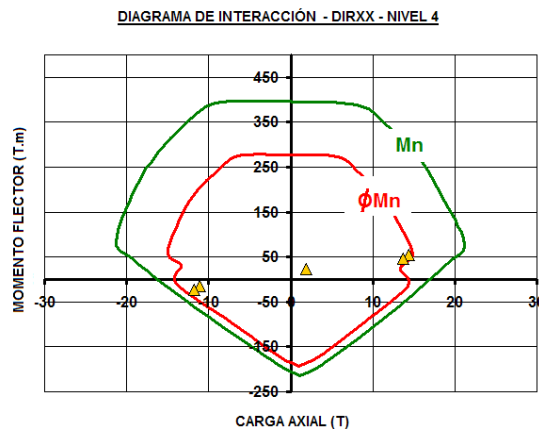
Con la armadura propuesta obtenemos los diagramas de interacción. Como se observa, satisfacen los puntos ( $M_u$ ;  $P_u$ ) del análisis estructural:



- **Diseño por cortante:**

La fuerza cortante de diseño está asociada a la carga axial que da el mayor momento nominal posible. En el diagrama de interacción siguiente se exponen las curvas de diseño ( $\phi M_n$ ) y nominal ( $M_n$ ), conjuntamente con los puntos ( $M_u$ ;  $P_u$ ).

El cuarto nivel es el más esforzado y la mayor fuerza cortante está en la dirección XX:



Del la curva nominal obtenemos los momentos asociados a las cargas axiales para cada combinación:

Combinación	P (T)	Mn (T.m)
1.4m+1.7v	23.9	17.0
1.25(m+c)+Sxx	55.2	20.0
1.25(m + v)-Sxx	-14.0	16.0
0.9m+Sxx	47.0	19.0
0.9m-Sxx	-22.2	15.0

TABLA 8.3: Momento asociado a carga axial

De la Tabla 8.2, tenemos que el mayor momento nominal es de 20 T.m; por lo tanto, la fuerza cortante por capacidad es:

$$V_u = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{L_n} = \frac{20 + 20}{2.15} = 18.60T$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times (65 - 6) \times (1 + 0.0071 \times \frac{55200}{25 \times 65}) = 14.1T$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c = \frac{18.60}{0.85} - 14.1 = 7.8T$$

$$V_s = 7.8T \leq 2.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 59 = 44.9T \Rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_{v_{3/8}} = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 59}{7800} = 45 \text{ cm}$$

Como vemos, el espaciamiento entre estribos obtenido del análisis de capacidad es menos conservador que la distribución especificada en la norma E.060; por lo tanto, en la columna C4 se coloca:

$$S_{\text{confinamiento}} = 65 \text{ cm (máxima dimensión de la sec. Trans.)}$$

$$3/8": 1@0.05, 6@0.10, \text{ Resto}@20\text{cm}$$

## 8.2 Diseño de placas

### 8.2.1 Consideraciones particulares del diseño

- Dada la configuración arquitectónica del edificio y la consecuente falta de elementos de corte en la dirección XX, las placas centrales estarán afectadas por esfuerzos internos elevados; en consecuencia, la cuantía del refuerzo por cortante resulta excesiva; es por esta razón que se aumenta el espesor del tramo paralelo al eje X en 10 cm para los dos primeros niveles.
- La cuantía en las cabezas de placas, no es menor de 0.01 ni mayor a 0.04 para evitar inconvenientes en la colocación de la armadura o en el vaciado de concreto.
- La cuantía mínima del acero horizontal es  $\rho_h = 0.0025$ . La cuantía del acero vertical  $\rho_v$  está en función de la cuantía del acero horizontal colocada, debiendo satisfacer la siguiente condición:

$$\rho_v = \left[ 0.0025 + 0.5 \times \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) \times (\rho_h - 0.0025) \right] \leq 0.0025$$

- La fuerza cortante por capacidad se calcula de la relación del momento actuante (obtenido del análisis estructural) y el momento resistente de la sección; de esta manera, se previene la falla frágil.

$$V_{Diseño} = V_u \times factor = V_u \times \left( \frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

Donde:

$V_u$  : Fuerza cortante actuante

$M_{ua}$  : Momento actuante

$M_{ur}$  : Momento resistente

$V_u$  se amplifica como máximo “R” veces, ya que no es coherente que la fuerza cortante de diseño se incremente al punto de superar el coeficiente de reducción sísmica. En este caso, la norma permite usar el factor de reducción de capacidad por cortante ( $\phi$ ) como 1 en lugar de 0.85.

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \phi = 0.85$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \Rightarrow V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$V_c = 0.85 \times \sqrt{f'_c} \times t \times d + \frac{P_u \times d}{4 \times L}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \Rightarrow S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Donde:

$A_v$  :  $4 \times$  (Área transversal de varilla del estribo)

$d$  = Peralte efectivo =  $0.8 \times L$

$S$  = Espaciamiento de estribos

- En las “cabezas” de las placas la configuración de los estribos: es  $\phi 3/8": 1@.05, 6@.10, \text{ Resto } @.25m$ , que asegura un adecuado confinamiento del núcleo de concreto.
- Para los pisos superiores se realiza una verificación que permita reducir la cuantía de acero concentrado en las cabezas y el acero distribuido, coherente con la reducción de esfuerzos en la altura.

### 8.2.2 Ejemplo de diseño de placas

Se presenta el ejemplo de diseño de la placa central PL06 debido a que es la más cargada y la que presenta mayores esfuerzos internos.

Área tributaria y magnitud acumulada de carga viva y carga muerta actuante sobre cada nivel:

Nivel	A(m <sup>2</sup> )	Pm(Ton) 1.04 T/m <sup>2</sup>	Pv(Ton) 0.20 T/m <sup>2</sup>
Azotea	39.0	40.56	7.8
Nivel 4	17.3	58.6	11.3
Nivel 3	17.3	76.5	14.7
Nivel 2	17.3	94.5	18.2
Nivel 1	17.3	112.5	21.6

TABLA 8.4: CM y CV acumulada de la placa PL06

Del análisis del modelo matemático se obtienen los siguientes valores para las combinaciones de cargas en ambas direcciones:

DIR XX	1.4m+1.7v		1.25(m+c)+Sxx		1.25(m + v)-Sxx		0.9m+Sxx		0.9m-Sxx	
	M33	P	M33	P	M33	P	M33	P	M33	P
Azotea	16	70	143	61	-154	60	145	37	-150	36
Nivel 4	8	101	349	93	-354	81	349	59	-352	47
Nivel 3	14	132	769	126	-783	102	771	81	-779	57
Nivel 2	22	163	1304	159	-1326	123	1307	103	-1319	67
Nivel 1	31	194	1867	190	-1898	145	1872	124	-1887	79

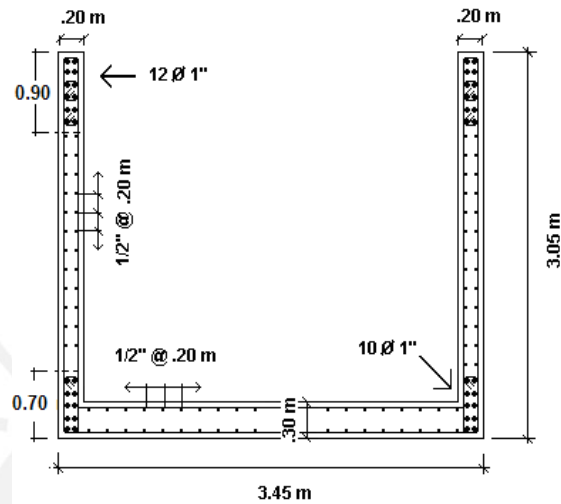
DIR YY	1.4m+1.7v		1.25(m+c)+Syy		1.25(m + v)-Syy		0.9m+Syy		0.9m-Syy	
	M22	P	M22	P	M22	P	M22	P	M22	P
Azotea	62	70	70	60	-42	60	60	37	-46	37
Nivel 4	17	101	88	87	-79	87	85	53	-79	53
Nivel 3	19	132	141	114	-153	114	141	69	-149	69
Nivel 2	23	163	231	141	-251	141	233	85	-245	85
Nivel 1	21	194	252	168	-266	168	253	101	-262	101

TABLA 8.5: Esfuerzos internos combinados en XX y YY de la placa PL06

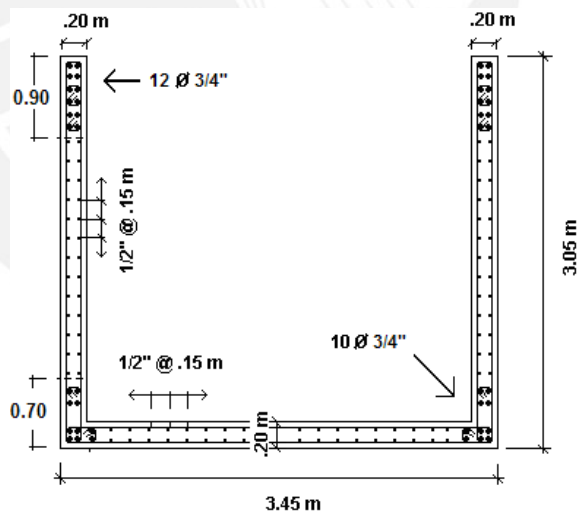
Para las dos direcciones de análisis, los puntos (Pu; Mu) más críticos corresponden a las combinaciones  $1.25(CM + CV) - CS$  y  $1.25(CM) - CS$ .

- **Diseño por flexocompresión**

En el semisótano y primer nivel, se colocan 12 varillas de 1" en cabezas, 10 varillas de 1" en los vértices, y varillas de 1/2" cada 20 cm como acero distribuido.



Para resto de pisos la configuración el refuerzo concentrado en los núcleos son varillas de 3/4":

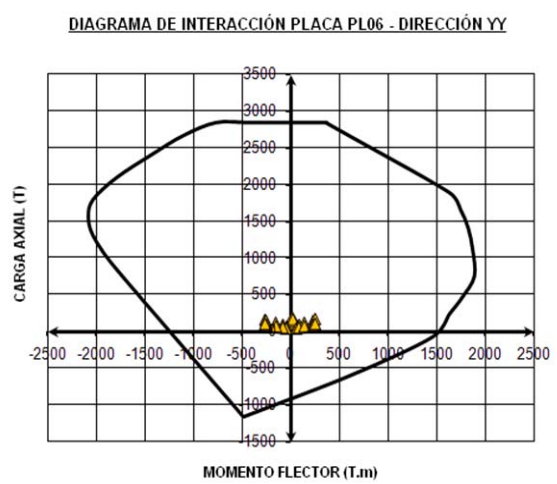
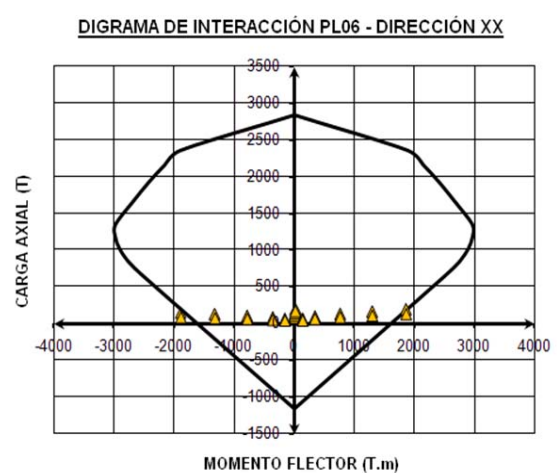


La cuantía de acero en las cabezas de placa es  $0.034 \leq 0.040 \rightarrow$  Cumple

$$\rho = \frac{A_{\text{acero}}}{b \times d} \in \{0.01, 0.06\} \Rightarrow \rho = \frac{12 \times 5.10}{20 \times 90} = 0.034$$

Con la armadura propuesta obtenemos los diagramas de interacción. Como se observa, satisfacen los puntos ( $M_u$ ;  $P_u$ ) del análisis estructural:





• Diseño por cortante:

Para la placa PL06 en estudio, la dirección más crítica al corte es la XX, por lo que se diseña para la fuerza cortante en esta dirección y luego se verifica el eje transversal.

h =	14.0	m
t =	0.30	m
L =	3.45	m
Pu =	223	T
Vu =	235	T
Mu =	1898	T.m
ϕMn =	1898	T.m

TABLA 8.6: Parámetros de diseño de placa PL06

Fuerza cortante por capacidad ( $V_n$ ):

$$V_{\text{capacidad}} = 235 \times \left( \frac{1898}{0.90 \times 1898} \right) = 261 \text{ T}$$

$$V_n \geq \frac{V_{\text{capacidad}}}{\phi} = \frac{261}{0.85} = 307 \text{ T}$$

$$V_n = V_c + V_s = 307 \text{ T}$$

Donde:

$$V_c = 0.85 \times \sqrt{210} \times 30 \times 0.8 \times 345 + \frac{223 \times 0.8 \times 345}{4 \times 345} = 146.60 \text{ T}$$

$$V_n = 307 \text{ T}$$

$$V_n \leq 2.6 \times \sqrt{210} \times 30 \times 0.8 \times 345 = 312 \text{ T}$$

$$307 \leq 312 \Rightarrow \text{Cumple}$$

Se considera el aporte del concreto  $V_c$ , si se cumple:

$$P_u \geq 0.1 \times f'_c \times A_g = 217350 \text{ Kg}$$

$$P_u = 223 \text{ T} \geq 217 \text{ T} \Rightarrow \text{Se considera aporte del concreto}$$

Se considera el aporte del concreto para calcular  $V_s$ :

$$V_s = \frac{V_{\text{capacidad}}}{0.85} - V_c = 307 - 146.6 = 160 \text{ T}$$

$$A_{v_{1/2''}} = 2 \times 1.29 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2.58 \times 4200 \times 0.8 \times 345}{160000} = 19 \Rightarrow S \approx 20 \text{ cm}$$

Acero Distribuido: 2 mallas  $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$

Análogamente, se determina que en la dirección YY se necesita estribos a razón de  $1/2''$  cada 0.20 m.

## CAPÍTULO 9

### DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación es la parte de la estructura que tiene como función transmitir las cargas sobre el terreno, sin exceder su capacidad admisible y previniendo asentamientos considerables.

En el edificio “Del Pinar” se consideran principalmente tres tipos de cimentaciones: las zapatas aisladas centrales, las zapatas combinadas en linderos y la zapata combinada central.

En las zapatas del límite de propiedad se usan vigas de cimentación para tomar el momento flector generado producto de la excentricidad. Estas vigas se conectan a las zapatas intermedias aprovechando la carga axial a manera de contrapeso.

Debido a la cercanía entre sí de las placas laterales del edificio, es conveniente unir sus cimentaciones para configurar una zapata combinada en lindero. Además, por la longitud de las placas, se han conectado hasta dos vigas de cimentación a la zapata, por cada elemento.

De la misma manera, dada la cercanía de las placas centrales PL05, PL06 y PL07 y la columna C4, se considera diseñar una gran zapata combinada que recibe los 5 elementos.

#### 9.1 Consideraciones particulares del diseño

- Se considera una capacidad admisible del terreno de  $30 \text{ T/m}^2$ .
- Como forma práctica las zapatas aisladas y excéntricas se dimensionan con volados iguales.
- Con las dimensiones supuestas, se verifica que no se exceda la capacidad admisible del terreno, haciendo un análisis con cargas de gravedad (sin amplificar) y otro con cargas de sismo en servicio. Se aplica la siguiente expresión:

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} \pm \frac{My \cdot x}{I_{yy}} = \frac{P}{BL} \pm \frac{6My}{BL^2}$$

Cabe resaltar que la norma permite amplificar el esfuerzo admisible del terreno en 1.33 para la verificación con cargas de sismo en servicio.

- Las cargas últimas se determinan aplicando las combinaciones de diseño presentadas en la Tabla 2.2 del Acápate 2.3.1.

Debido al predominio en magnitud de las cargas axiales por gravedad, el diseño es gobernado por la primera combinación, por esta razón se suele amplificar a la capacidad admisible efectiva por un factor promedio de entre 1.50 y 1.53, y así obtener directamente el esfuerzo ultimo de diseño.

- En el diseño por corte sólo se considera el aporte del concreto  $V_c$ , ya que las zapatas no tienen estribos.
- El peralte de las zapatas no es menor que 60 cm. De esta manera aseguramos la longitud de anclaje del refuerzo de los elementos verticales y que exclusivamente el concreto resista las fuerzas de corte y punzonamiento.

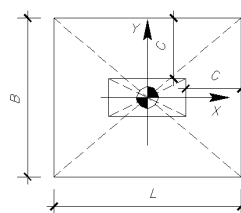
## 9.2 Ejemplo de diseño de zapatas aisladas

Se desarrolla como ejemplo el diseño la zapata Z3. Las cargas en servicio obtenidas del modelo analítico son:

Cargas	P (ton)	Mx (Txm)	My (Txm)
<b>muerta</b>	140.00	1.30	2.22
<b>viva</b>	27.00	0.10	0.50
<b>sismo x</b>	7.20	0.16	0.24
<b>sismo y</b>	0.80	0.02	0.17

TABLA 9.1: Cargas en servicio de la zapata Z3.

Ejes locales de columnas:



- Dimensionamiento por Cargas Combinadas:

Se considera volados iguales de manera que el acero repartido especificado sea igual en ambas direcciones.

Mediante iteraciones, se asume una dimensión para el volado y se calcula el esfuerzo actuante en los extremos, hasta aproximar el esfuerzo actuante a la capacidad admisible efectiva, para cargas de gravedad y para cargas de sismo en servicio:

$$\sigma_{admeffect} = \sigma_{adm} - [\gamma_{suelo} (h_{relleno}) + 2.4h_{losa} + s/c]$$

$$\sigma_{admeffect} = 30 - [1.9 \times 0.3 + 2.4 \times 0.1 + 0.5] = 28.7 T/m^2$$

La capacidad admisible se amplifica en 1.33 para cargas de sismo:

$$\sigma_{admeffectsismo} = 1.33 \times 30 - [1.9 \times 0.3 + 2.4 \times 0.1 + 0.5] = 38.6 T/m^2$$

En la Tabla 9.2 se muestran los esfuerzos actuantes sobre el terreno, calculados para las dimensiones B y L:

Casos	c (m)	B (m)	L (m)	P (ton)	My (Txm)	$\sigma_{actmin}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{actmax}$ (T/m <sup>2</sup> )
<b>M+V</b>	1.10	2.50	2.80	177.10	2.72	24.46	26.13
<b>M+V+S</b>	1.10	2.50	2.80	184.28	2.96	25.42	27.23

TABLA 9.2: Esfuerzos máximo y mínimo de la zapata sobre el terreno

Se aprecia que se cumple con ambas capacidades admisibles, sin embargo el primer caso es el que gobierna debido a que está más próximo a su límite permisible.

- Amplificación de Cargas:

Combinaciones	P <sub>u</sub> (T)	M <sub>u</sub> (T.m)	$\sigma_{umin}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{umax}$ (T/m <sup>2</sup> )
<b>1.4M+1.7V</b>	256.01	3.96	35.36	37.78
<b>1.25(M+V)+S</b>	230.35	3.70	31.77	34.04
<b>1.25(M+V)-S</b>	212.35	3.10	29.39	31.28
<b>0.9M+S</b>	144.07	2.30	19.88	21.29
<b>0.9M-S</b>	126.07	1.70	17.49	18.53

Como el diseño es gobernado por la primera combinación, para calcular el esfuerzo último se amplifica la capacidad admisible efectiva por un factor entre 1.50 y 1.53. Para efectos prácticos se diseña tomando una carga repartida uniforme de 37.78 T/m<sup>2</sup> en toda la superficie de contacto de la zapata.

- **Diseño por Corte:**

$$d = h - 10 = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$$

$$Vud = \sigma u(c - d)1.0$$

$$Vud = 37.78(1.10 - 0.50)1.0 = 22.70 \text{ T/m}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} 100d$$

$$\phi Vc = \frac{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 50}{1000} = 32.64 \text{ ton/m} \geq Vud \Rightarrow \text{Cumple}$$

- **Diseño por Punzonamiento:**

$$d = h - 10 = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$$

$$Vud = \sigma u [BL - (B_{\text{columna}} + d)(P_{\text{columna}} + d)]$$

$$Vud = 37.78 [2.5 \times 2.8 - (0.30 + 0.50)(0.60 + 0.50)] = 23.12 \text{ T}$$

$$\phi Vc = \phi 1.06 \sqrt{f'c} 2(B_{\text{columna}} + P_{\text{columna}} + 2d)d$$

$$\phi Vc = \frac{0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} 2(0.30 + 0.60 + 2 \times 0.50)0.50}{1000} = 24.81 \text{ T} \geq Vud \Rightarrow \text{Cumple}$$

- **Diseño por Flexión:**

$$d = h - 10 = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$$

$$Mu = \sigma u x c$$

$$Mu = 37.78 \times 1.10 = 22.86 \text{ T} \cdot \text{m/m}$$

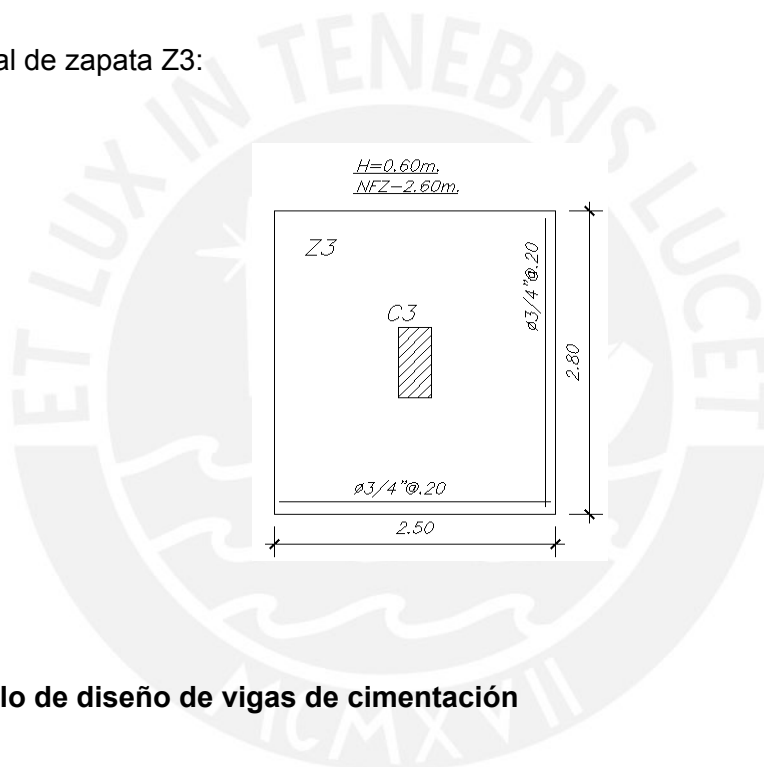
$$Mu = 37.78 \times 1.10 = 22.86 T \cdot m / m$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left[ d - 0.50 \left[ d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'c \cdot 1.0}} \right] \right]}$$

$$\phi_{flexion} = 0.90$$

$$As = 12.46 cm^2 / m \Rightarrow As_{colocado} = \phi 3 / 4" @ .20 m = 2.84 cm^2 / 0.20 m$$

Diseño final de zapata Z3:



### 9.3 Ejemplo de diseño de vigas de cimentación

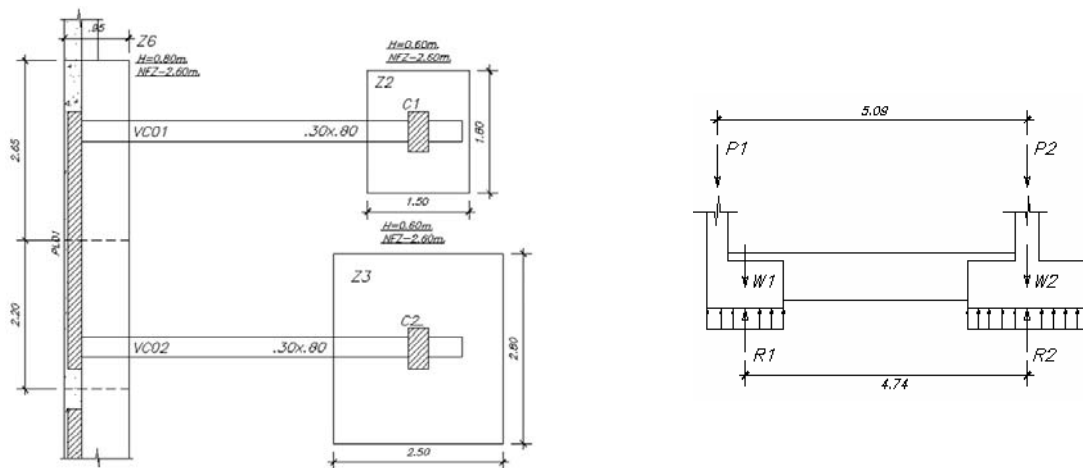
Estas vigas conectan las zapatas de las placas con la de las columnas, aprovechando la carga axial de estas últimas a manera de un contrapeso. Se muestra como ejemplo el diseño de la viga VC01.

Cargas	Placa PL01			Columna C2		
	P (ton)	Mx (Txm)	My (Txm)	P (ton)	Mx (Txm)	My (Txm)
muerta	55.00	0.00	0.20	46.00	0.00	0.89
viva	11.00	0.00	0.16	9.00	0.00	0.12
sismo x	21.60	0.48	10.40	3.2	0.8	0.18
sismo y	23.20	0.05	23.20	10.4	0.08	0.24

TABLA 9.3: Cargas en servicio en la cimentación de PL01 y C2.

Áreas tributarias y estado de cargas de la zapata central y medianera:





De los esquemas anteriores:

$$\text{Resultante}(m + v)_1 = (55 + 11) / 2 = 33T$$

$$\text{Resultante}(m + v)_2 = 46 + 9 = 55T$$

$$W_1 = 2.65 \times 0.95 \times 0.80 \times 2.4 = 4.83T$$

$$W_2 = 1.50 \times 1.80 \times 0.60 \times 2.4 = 3.90T$$

$$R_1 = 2.65 \times 0.95 \times \sigma_1 = 2.52\sigma_1$$

$$R_2 = 1.50 \times 1.80 \times \sigma_2 = 2.7\sigma_2$$

Aplicando sumatorias de momentos:

$$\sum M = 0 : 5.09 \text{Resultante}_1 + 4.74W_1 = 4.74R_1$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 15.98T / m^2 < \sigma_{efect} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sum F = 0 : \text{Resultante}_1 + \text{Resultante}_2 + W_1 + W_2 = R_1 + R_2$$

$$\rightarrow \sigma_2 = 20.91T / m^2 < \sigma_{efect} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$R_2 = 1.50 \times 1.80 \times 20.92 = 56T < 55T \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\text{Resultante}(m + v + s)_1 = (55 + 11 + 23.2) / 2 = 43.8T$$

$$\text{Resultante}(m + v + s)_2 = 46 + 9 + 3.20 = 58.2T$$

Aplicando sumatorias de momentos:

$$\sum M = 0 : 5.09 \text{Resultante}_1 + 4.74 W_1 = 4.74 R_1$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 21T / m^2 < \sigma_{\text{efectismo}} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sum F = 0 : \text{Resultante}_1 + \text{Resultante}_2 + W_1 + W_2 = R_1 + R_2$$

$$\rightarrow \sigma_2 = 21.4T / m^2 < \sigma_{\text{efectismo}} \rightarrow \text{Cumple}$$

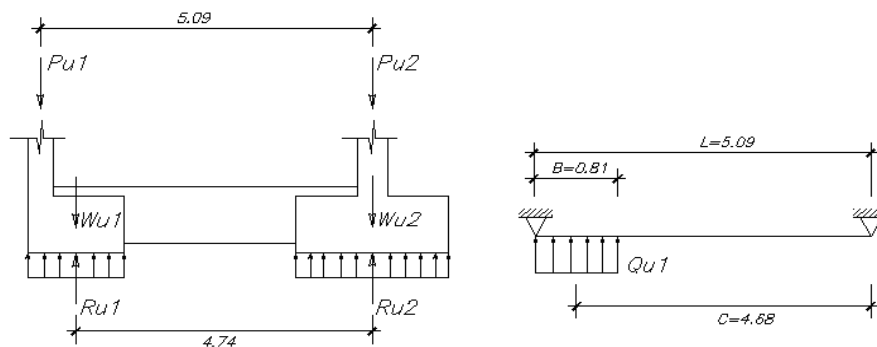
$$R_2 = 1.50 \times 1.80 \times 21.4 = 57.78T < 58.20T \rightarrow \text{Cumple}$$

- Amplificación de Cargas:

Combinaciones	$Pu_1(T)$	$Wu_1(T)$	$\sigma_{u1}^*(T/m^2)$
1.4M+1.7V	47.85	6.76	23.07
1.25(M+V)+S	54.75	6.04	25.73
1.25(M+V)-S	27.75	6.04	14.22
0.9M+S	38.25	4.35	18.03
0.9M-S	11.25	4.35	6.52

\*Presión amplificada calculada a partir de la ecuación de momentos.

- Diseño por Flexión:



De la viga isostática con carga distribuida:  $Qu_1 = 25.73 \times 2.65 = 68.18T/m$ , se puede demostrar que el máximo momento está determinado por:

$$Mu_{\max} = \frac{Qu_1 B^2}{2} \left( 1 - \frac{B}{2L} \right)^2 = 18.95 T \cdot m$$

Tomando una viga de  $b=30$ ,  $h=80$ cm y  $d=74$ , aplicamos la ecuación del Acápito 2.3.2 para hallar el área de acero requerida:

$$As = 7.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow As_{\text{colocado}} = 3\phi/4" = 8.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Resistencia Suministrada : } \phi M_n = 22.75 T \cdot m$$

El momento flector máximo se puede estimar, con buena aproximación, como el producto de la carga axial amplificada de la placa por la excentricidad existente con respecto al eje de su zapata ( $54.75 \text{ Ton} \times 0.38 \text{ m} = 20.81 \text{ Ton} \cdot \text{m}$ ).

#### • Diseño por Corte:

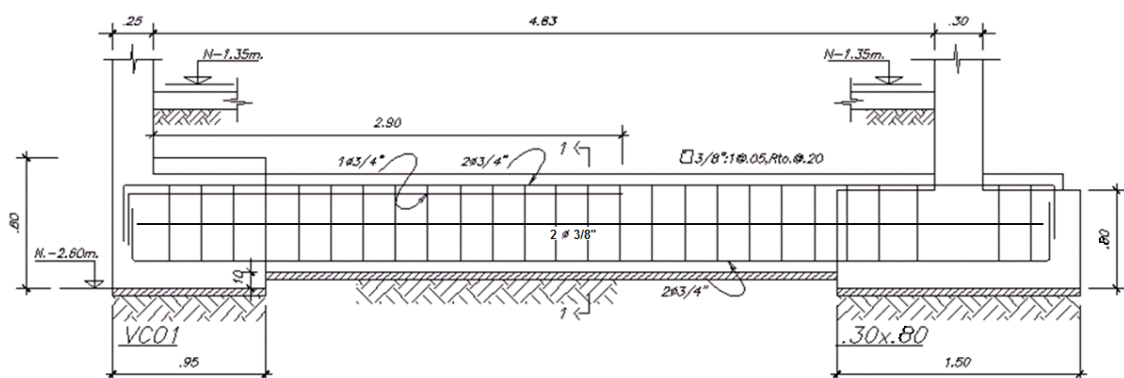
El corte a una distancia "d" de la cara está definido por:

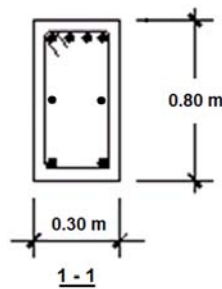
$$Vu_d = Qu_1 \times \left[ B \left( 1 - \frac{B}{2L} \right) - \left( \frac{t_{p1}}{2} + d \right) \right] = 7.20 T$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d = 10.58 T$$

Estribos por proceso constructivo :  $\phi 3/8"$ : 1 @ 0.05m, Resto @ 0.20m

Diseño final de Viga de Cimentación VC01:





#### 9.4 Diseño de la zapata combinada central

Se calcula la magnitud y la posición de las resultantes axiales y momentos flectores, a partir de las reacciones de los cinco elementos verticales para las cargas de gravedad, y determinar los esfuerzos actuantes para las cargas en servicio:

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} + \frac{Mx.y}{I_{xx}} + \frac{My.x}{I_{yy}}$$

	Placa Ducto			Placa Escalera			Placa ascensor		
Cargas	P (ton)	Mx (Txm)	My (Txm)	P (ton)	Mx (Txm)	My (Txm)	P (ton)	Mx (Txm)	My (Txm)
muerta	49.96	0.24	-0.30	129.62	4.63	20.51	223.86	1.59	0.20
viva	9.09	0.00	0.00	25.04	0.12	4.40	43.33	0.35	0.14
sismo x	17.30	0.33	10.84	22.64	3.46	1539.35	0.41	0.17	93.70
sismo y	21.81	2.99	1.22	25.15	113.54	18.82	29.63	2.68	1.65

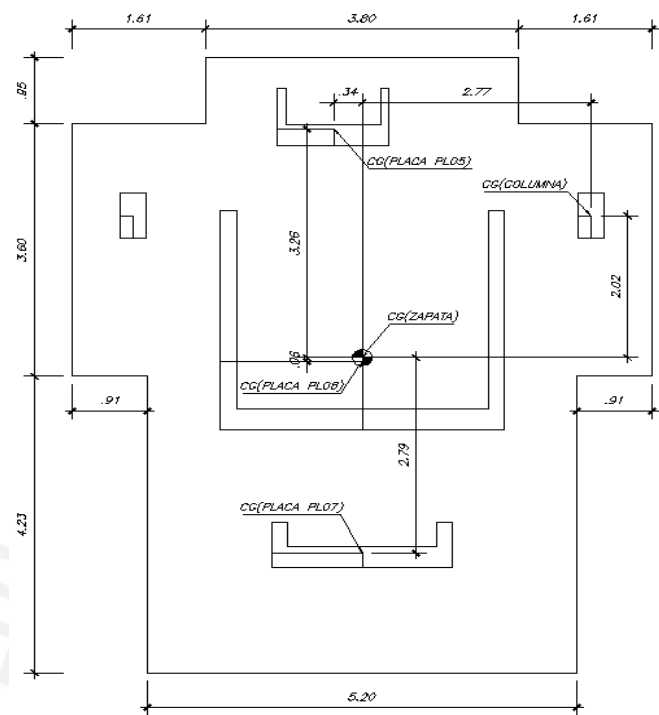
	Columna C4 (izq.)			Columna C4 (der.)		
Cargas	P (ton)	Mx (Txm)	My (Txm)	P (ton)	Mx (Txm)	My (Txm)
muerta	75.63	0.68	-0.55	75.63	0.37	0.59
viva	14.64	0.19	-0.06	14.64	0.16	0.06
sismo x	-93.39	0.37	0.78	88.53	0.37	0.77
sismo y	14.42	0.13	0.11	17.32	0.13	0.12

TABLA 9.4: Fuerzas resultantes de los 5 elementos apoyados sobre la zapata combinada.

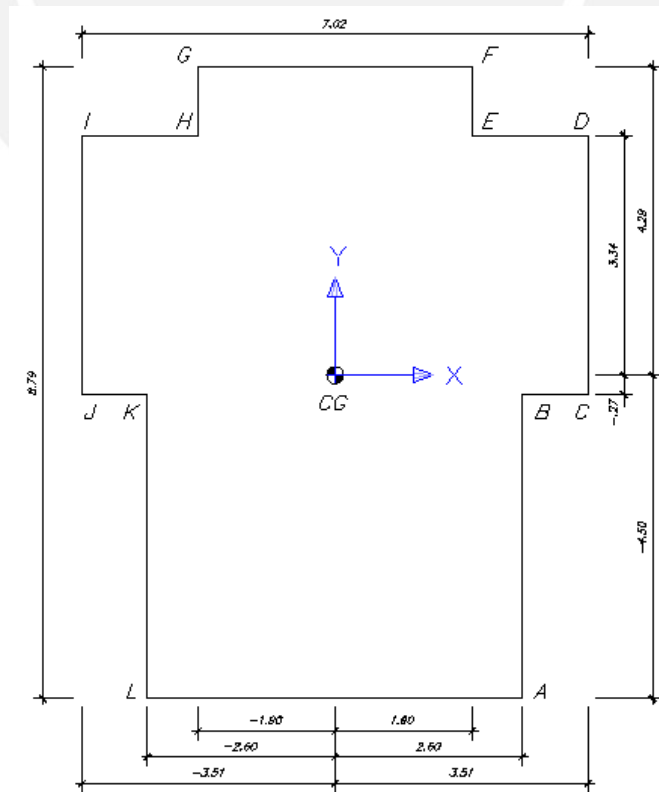
- Características geométricas de la zapata combinada:

Área (m2)	50.92
Inercia centroidal eje x (m4)	297.63
Inercia centroidal eje y (m4)	157.80
Espesor de losa (m)	0.90
Peso (Ton)	110.00

- Excentricidades de los elementos verticales:



- Coordenadas de los Vértices:



- Verificación por Cargas de Gravedad:

Elementos	Cargas	P(T)	ex(m)	ey(m)	Mx(T.m)	My(T.m)	MX(T.m)	MY(T.m)
C4 (izq.)	muerta	75.63	2.78	2.02	0.68	-0.55	153.45	209.7
	viva	14.64			0.19	-0.06	29.76	40.64
C4 (der.)	muerta	75.63	-2.78	2.02	0.37	0.59	153.14	-209.66
	viva	14.64			0.16	0.06	29.73	-40.64
Placa	muerta	49.96	-0.34	3.26	0.24	-0.3	163.11	-17.29
	viva	9.09			0	0	29.63	-3.09
Placa	muerta	129.62	0.01	0.06	4.63	20.51	12.41	21.81
	viva	25.04			0.12	4.4	1.62	4.65
Placa ascensor	muerta	223.86	0.01	-2.8	1.59	0.2	-625.22	2.44
	viva	43.33			0.35	0.14	-120.97	0.57
TOTAL		661.44			TOTAL		-173.33	9.13

TABLA 9.5: Solicitaciones por cargas de gravedad de elementos verticales sobre la zapata combinada

Puntos	Coordenadas		$\sigma_{act}^*$ (ton/m <sup>2</sup> )
	x	y	
A	2.6	-4.51	17.94
B	2.6	-0.27	15.47
C	3.5	-0.27	15.53
D	3.5	3.33	13.43
E	1.9	3.33	13.34
F	1.9	4.28	12.78
G	-1.9	4.28	12.56
H	-1.9	3.33	13.12
I	-3.5	3.33	13.02
J	-3.5	-0.27	15.12
K	-2.6	-0.27	15.17
L	-2.6	-4.51	17.64

\*Incluye el peso propio de la zapata

Como se puede observar, los esfuerzos cumplen con la capacidad portante efectiva y no difieren tanto en magnitud; esto se debe a que no hay grandes excentricidades.

- Verificación Incluyendo Cargas Sísmicas:

Debido a la predominancia en magnitud de las cargas por el sismo en la dirección XX se inicia el análisis en esta dirección, pues se espera que sea la predominante: luego, se verifica para la dirección YY.

Elem.	Cargas	P(T)	ex (m)	ey (m)	Mx (T.m)	My (T.m)	MX+ (T.m)	MX- (T.m)	MY+ (T.m)	MY- (T.m)
C4(izq.)	muerta	75.63	2.78	2.02	0.68	-0.55	153.5	153.5	209.7	209.7
	viva	14.64			0.19	-0.06	29.8	29.8	40.6	40.6
	sxx	-93.39			0.37	0.78	-188.3	188.3	-258.8	258.8
C4(der.)	muerta	75.63	-2.78	2.02	0.37	0.59	153.1	153.1	-209.7	-209.7
	viva	14.64			0.16	0.06	29.7	29.7	-40.6	-40.6
	sxx	88.53			0.37	0.77	179.2	-179.2	-245.3	245.3
Placa ducto	muerta	49.96	-0.34	3.26	0.24	-0.3	163.1	163.1	-17.3	-17.3
	viva	9.09			0	0	29.6	29.6	-3.1	-3.1
	sxx	17.3			0.33	10.84	56.7	-56.7	5.0	-5.0
Placa escalera	muerta	129.62	0.01	0.06	4.63	20.51	12.4	12.4	21.8	21.8
	viva	25.04			0.12	4.4	1.6	1.6	4.7	4.7
	sxx	22.64			3.46	1539.35	4.8	-4.8	1539.6	-1539.6
Placa ascensor	muerta	223.86	0.01	-2.8	1.59	0.2	-625.2	-625.2	2.4	2.4
	viva	43.33			0.35	0.14	-121.0	-121.0	0.6	0.6
	sxx	0.41			0.17	93.7	-1.0	1.0	93.7	-93.7
TOTAL		812.8			TOTAL		-132.1	-214.5	916.4	-898.1

TABLA 9.6: Solicitaciones por cargas de sismo de elementos verticales sobre la zapata combinada

Puntos	Coordenadas		$\sigma_{act}^{+*}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{act}^{-*}$ (ton/m <sup>2</sup> )
	x	y		
A	2.60	-4.51	32.91	4.09
B	2.60	-0.27	31.03	1.04
C	3.50	-0.27	36.28	-4.11
D	3.50	3.33	34.68	-6.71
E	1.90	3.33	25.34	2.45
F	1.90	4.28	24.92	1.77
G	-1.90	4.28	2.73	23.51
H	-1.90	3.33	3.15	24.20
I	-3.50	3.33	-6.19	33.36
J	-3.50	-0.27	-4.59	35.95
K	-2.60	-0.27	0.66	30.80
L	-2.60	-4.51	2.54	33.85

\*El signo indica si la carga sísmica adiciona o disminuye

Como se puede observar los esfuerzos cumplen con la capacidad portante efectiva considerando la amplificación por efectos sísmicos; sin embargo, se presentan esfuerzos negativos que reflejan tracciones sobre el terreno, lo cual no es posible físicamente, por esta razón es necesario realizar una redistribución de los esfuerzos y verificar el esfuerzo admisible por sismo.

Para el sismo a favor (incrementando), tenemos un  $\sigma_{max_{prom}} = 33.73 \text{ ton/m}^2$  y  $\sigma_{min_{prom}} = -1.90 \text{ ton/m}^2$  correspondientes a los puntos A, B, C, D e I, J, K, L,



respectivamente. Se toma como esfuerzo máximo redistribuido un valor aproximado de  $\sigma_{\max_{\text{redis}}} = 33.73 + 1.90 = 35.63 \text{ ton/m}^2$ .

Para el sismo en contra (disminuyendo), tenemos un  $\sigma_{\min_{\text{prom}}} = -1.42 \text{ ton/m}^2$  y  $\sigma_{\max_{\text{prom}}} = 33.49 \text{ ton/m}^2$  correspondientes a los mismos puntos, de manera que:  $\sigma_{\max_{\text{redis}}} = 33.49 + 1.42 = 34.91 \text{ ton/m}^2$ ,

Como se observa, en ambos casos se cumple con la capacidad admisible por sismo del terreno.

- Amplificación de Cargas:

Cargas Resultantes	P(ton)	Mx(T.m)	My(T.m)
Muerta	664.55	-143.11	7.00
Viva	106.74	-30.22	2.13
SXX	35.49	51.49	1134.05

Combinaciones	P <sub>u</sub> (ton)	M <sub>x<sub>u</sub></sub> (T.m)	M <sub>y<sub>u</sub></sub> (T.m)
1.- 1.4M+1.7V	1111.83	-251.73	13.42
2.- 1.25G+S	999.61	-165.17	1145.47
3.- 1.25G-S	928.63	-268.15	-1122.64
4.- 0.9M+S	633.59	-77.30	1140.35
5.- 0.9M-S	562.61	-180.29	-1127.75

TABLA 9.7: Cargas amplificadas

Los esfuerzos últimos se determinan de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\sigma_u = \frac{P}{A} + \left( \frac{Mx_u}{I_{xx}} \right) y + \left( \frac{My_u}{I_{yy}} \right) x$$

Puntos	Coordenadas		$\sigma_{\text{comb1}}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{comb2}}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{comb3}}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{comb4}}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{comb5}}$ (ton/m <sup>2</sup> )
	x	y					
A	2.60	-4.51	25.90	41.14	3.72	32.52	-4.89
B	2.60	-0.27	22.31	38.78	-0.10	31.42	-7.46
C	3.50	-0.27	22.39	45.35	-6.54	37.96	-13.93
D	3.50	3.33	19.35	43.36	-9.78	37.03	-16.11
E	1.90	3.33	19.21	31.68	1.67	25.40	-4.61
F	1.90	4.28	18.41	31.15	0.81	25.15	-5.18

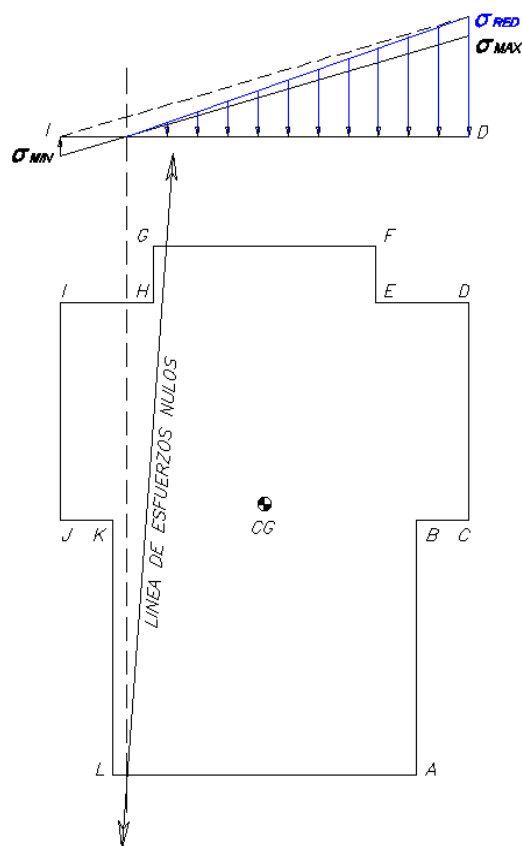
G	-1.90	4.28	18.08	3.41	28.00	-2.46	22.12
H	-1.90	3.33	18.88	3.94	28.85	-2.21	22.70
I	-3.50	3.33	18.75	-7.74	40.30	-13.84	34.20
J	-3.50	-0.27	21.79	-5.74	43.54	-12.91	36.38
K	-2.60	-0.27	21.87	0.83	37.10	-6.37	29.91
L	-2.60	-4.51	25.45	3.18	40.92	-5.26	32.48

TABLA 9.8: Esfuerzos para las diferentes combinaciones.

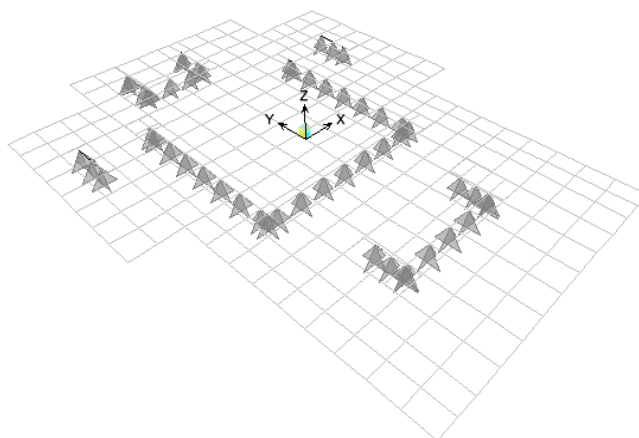
Como se puede ver, a partir de la segunda combinación se desarrollan esfuerzos de tracción, por lo que es necesario realizar una redistribución de los mismos de manera que sólo se presenten compresiones sobre el terreno.

Por la complejidad de la forma de la zapata se hace una redistribución aproximada, de manera que, al máximo esfuerzo en compresión se le agrega la magnitud del máximo esfuerzo en tracción, y su variación será triangular hasta el punto más alejado de la línea de esfuerzos nulos.

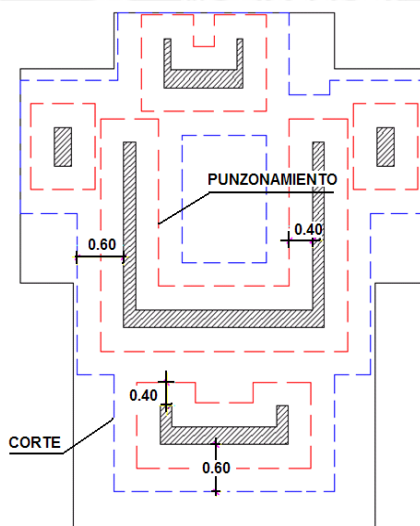
Redistribución de Esfuerzos:



Con la ayuda del Programa SAP2000 se desarrolló el modelo de la zapata, tomando un espesor de 90cm de losa con apoyos simples distribuidos en todo el elemento, en el cual se asignó la redistribución de presiones para las diferentes combinaciones tomando como origen de coordenadas el centro de gravedad de la zapata.



Zonas de verificación de corte y punzonamiento:



- **Verificación por Punzonamiento:**

Para esta verificación se toma como fuerza de punzonamiento la carga axial última correspondiente a la primera combinación de cargas ya que teóricamente debe ser

mayor a la resultante de la distribución de presiones fuera del área de análisis, debido a que considera el peso propio de la zapata entera y por lo tanto es más desfavorable.

$$d = h - 10 = 90 - 10 = 80cm$$

$$Vud = 1111.83$$

$$\phi Vc = \phi 1.06 \sqrt{f'c} \cdot (\text{perimetro}) d$$

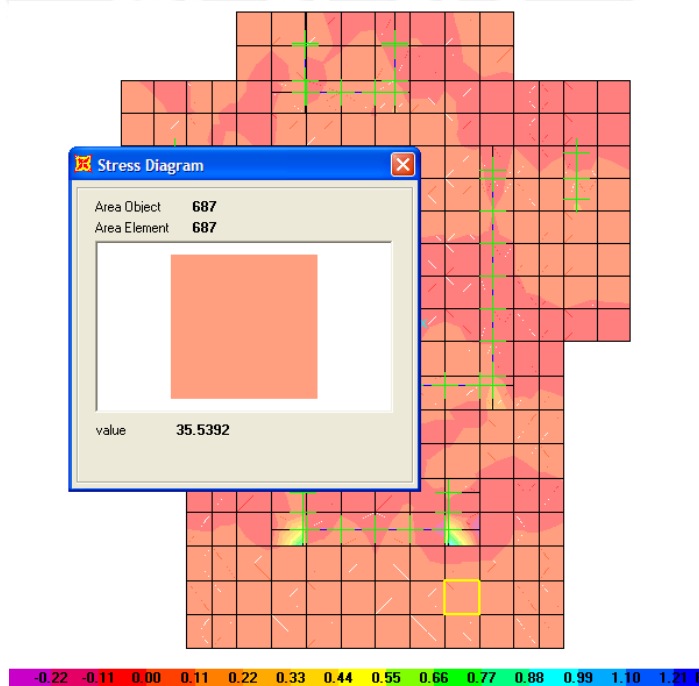
$$\text{Perimetro} = 50.39m$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210.5039} \times 80 / 1000 = 5263.43ton \geq Vud \Rightarrow \text{Cumple}$$

- **Verificación por Corte:**

Según el modelo desarrollado, la máxima fuerza cortante se ubica en la parte inferior a “d” de la cara de la placa del ascensor, en la dirección YY.

Envolvente de Fuerzas Cortantes en la dirección YY:



$$d = h - 10 = 90 - 10 = 80 \text{ cm}$$

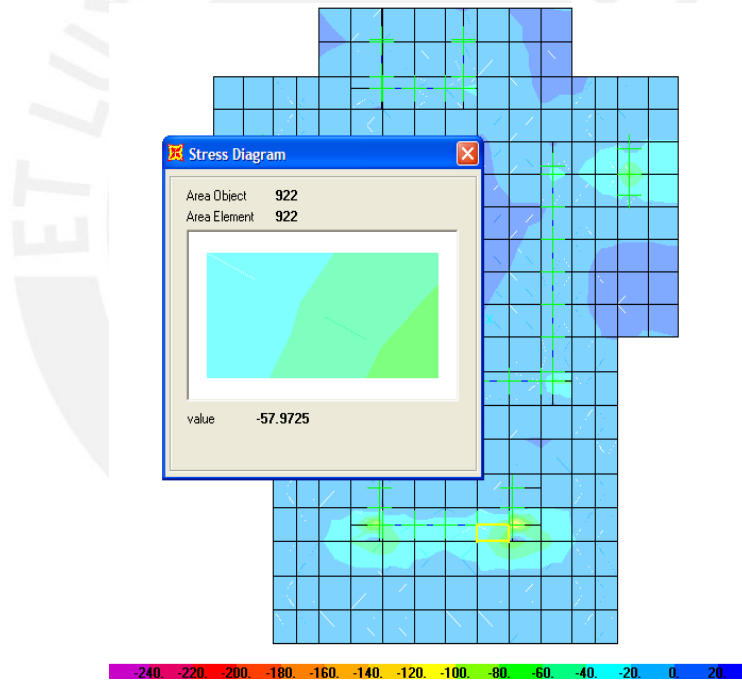
$$V_{ud} = 36 \text{ ton} / \text{m}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \cdot 100 \times 80 / 1000 = 52.23 \text{ ton} / \text{m} \geq V_{ud} \dots \text{ok!}$$

- **Diseño por Flexión:**

Envolvente de Momentos Flectores en la dirección YY:



$$d = h - 10 = 90 - 10 = 80 \text{ cm}$$

$$M_u = 58 \text{ ton} \cdot \text{m} / \text{m}$$

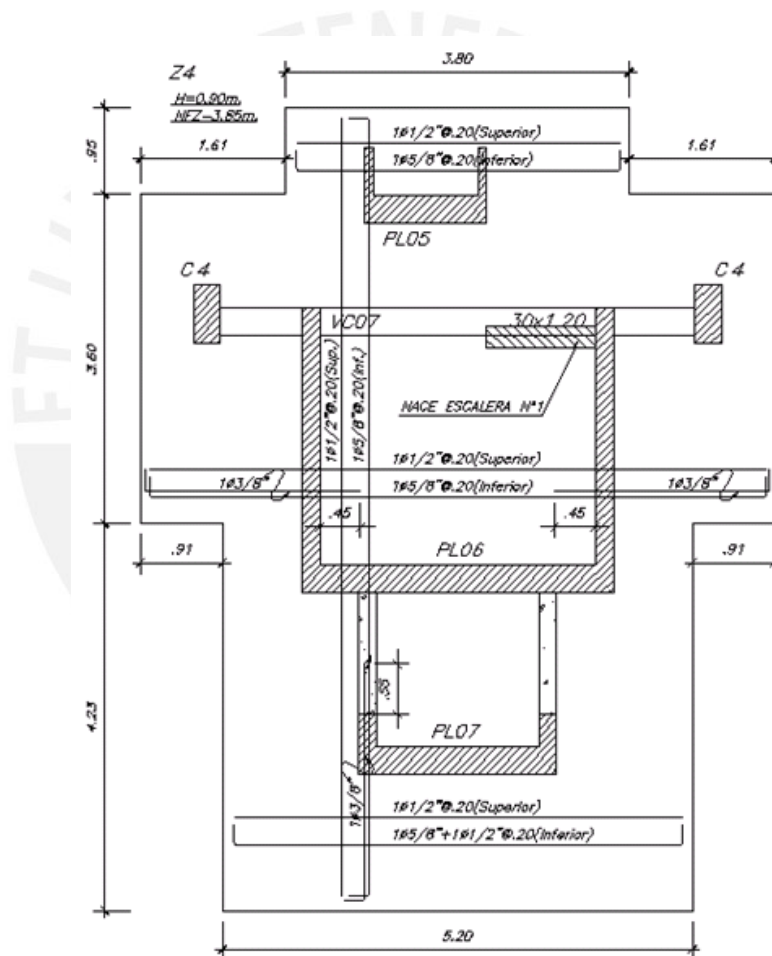
$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left[ d - 0.50 \left[ d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot 1.0}} \right] \right]}$$

$$\phi_{flexion} = 0.90$$

$$As = 19.76 \text{ cm}^2 / m$$

$$As_{colocado} = 2\phi 5/8" @ .20m = 4 \text{ cm}^2 / 0.20m = 20 \text{ cm}^2 / m$$

Diseño final de la zapata combinada Z6:



## CAPÍTULO 10

DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS**10.1 Escalera principal**

Se diseña la escalera principal apoyada sobre la losa maciza central y en la placa PL06. El diseño arquitectónico asegura las dimensiones adecuadas:

CP =	0.17	m
Paso =	0.25	m
Ancho (b) =	1.20	m
Peralte (h) =	0.15	m

TABLA 10.1: Parámetros de diseño de escalera

Cuantía mínima:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 15 \times 100 = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Diseño por flexión**

El tramo de diseño tiene un área tributaria de 3.00 m<sup>2</sup> y una longitud de 2.50 m.

$$Carg aMuerta = 0.74 \text{ T/m}^2$$

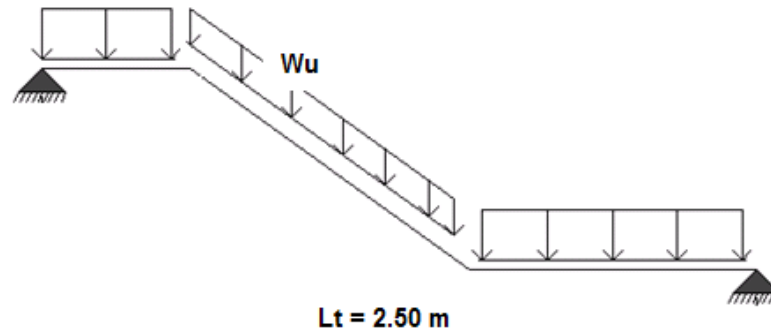
$$SobreCarga = 0.40 \text{ T/m}^2$$

$$W_u = 1.72 \text{ T/m}^2$$

$$\omega = \frac{3.00 \text{ m}^2 \times 1.72 \text{ T/m}^2}{2.50 \text{ m}} = 2.06 \text{ T/m}$$



En el siguiente esquema se muestra el estado de cargas y la geometría del tramo inclinado de la escalera.



La escalera se puede asumir como una viga simplemente apoyada; por lo tanto, el momento flector positivo último es:

$$M_{u+} = \frac{W_u \times l^2}{8} = 1.61 \text{ T.m/ml}$$

$$A^+_{\text{acero}} = 3.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow 2 \text{ mallas de } 3/8" @ 0.20 \text{ m}$$

$$\phi M_{n+} = 1.69 \text{ T.m/m}$$

- **Verificación por corte**

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 15 = 9.80 \text{ T/ml}$$

$$V_u = \frac{W_u \times l}{2}$$

$$V_u = \frac{2.06 \times 2.50}{2} = 2.58 \text{ T/ml} \leq \phi V_c \Rightarrow \text{Cumple}$$

## 10.2 Muro del semisótano

El muro del semisótano funciona como un elemento de contención lateral que debe resistir el peso de la tierra en reposo y de la sobrecarga en el área de influencia.

La manera en que las cargas horizontales distribuidas se transmiten sobre las paredes verticales del muro, obedece al efecto de Poisson presente en la columna de suelo comprimido por su propio peso y por la sobrecarga.

El diseño se realiza sobre la base teórica dada por Teodoro Harmsen en su libro “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”:

h =	2.70	m
t =	0.25	m
d =	0.19	m
s/c =	0.25	T/m <sup>2</sup>
γ =	2.00	T/m <sup>3</sup>
φ =	30	°

TABLA 10.2: Parámetros de diseño de cisterna

A continuación se detalla el cálculo del empuje último horizontal que transmite el suelo al muro del semisótano:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.33$$

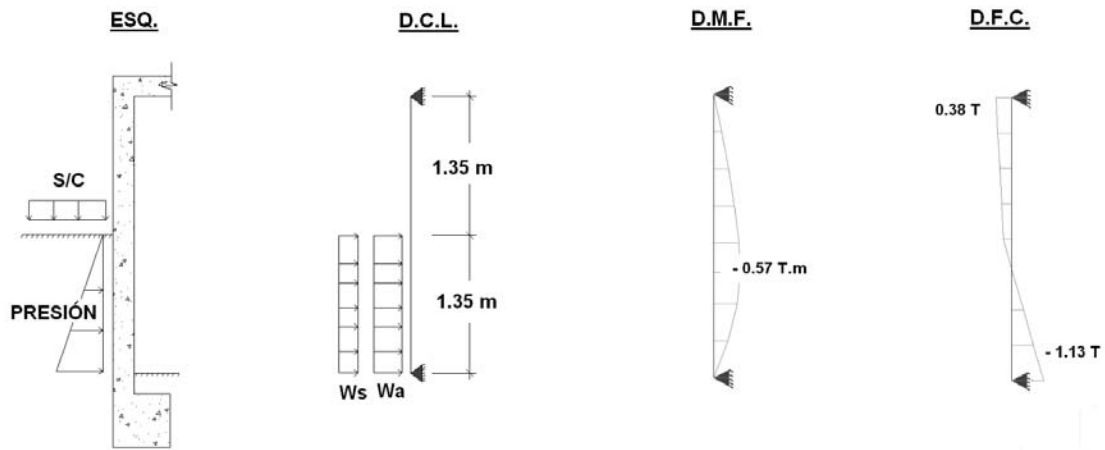
$$\text{Empuje} = W_a + W_s$$

$$\text{Empuje} = 0.65(K_a)(\gamma)(h) + (K_a)(s/c) = 0.66 \text{ T/mxml}$$

$$\text{Empuje Último} = 1.7 \times \text{Empuje}$$

$$\text{Empuje Último} = 1.7 \times 0.66 = 1.12 \text{ T/mxml}$$

El siguiente esquema muestra la configuración de cargas del muro y los diagramas de fuerzas internas últimas:



La norma especifica que el recubrimiento mínimo para concreto vaciado en obra, usando encofrado o solado y que estará en contacto con suelo, es de 4 cm.

- **Diseño por flexión:**

$$M_u = 0.57 \text{ T.m/ml} \Rightarrow A_s = 0.76 \text{ cm}^2$$

$A_s$ : Refuerzo mínimo de temperatura

2mallas de 3/8" @0.25m

- **Verificación por corte:**

$$V_u = 1.13 \text{ T}$$

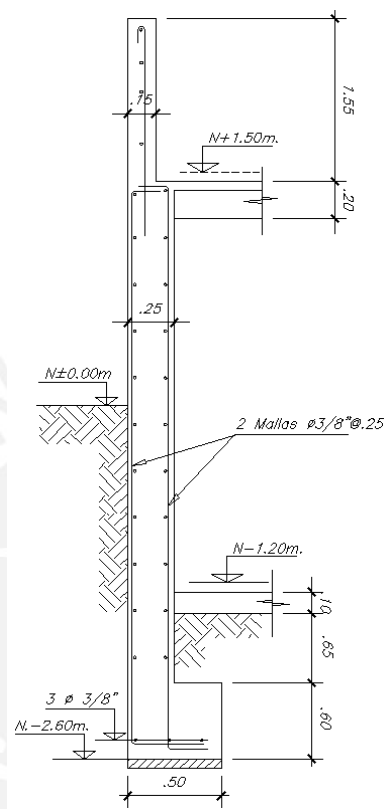
$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (20 - 6) = 9.14 \text{ T/ml}$$

$$\phi V_c \geq V_u \Rightarrow \text{Cumple}$$

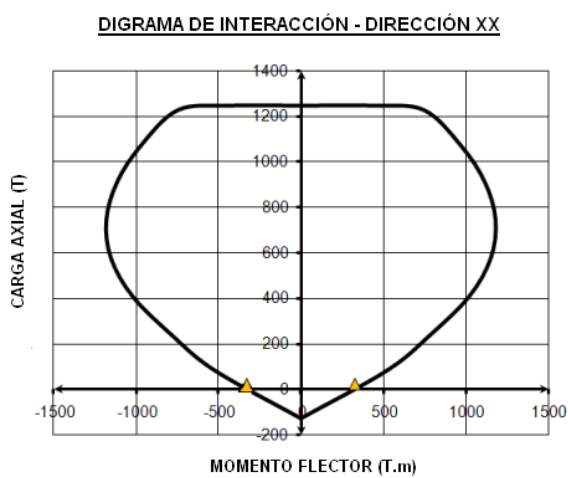
- **Verificación por flexocompresión:**

Ciertos tramos del muro del semisótano estarán sometidos a cargas axiales y momentos flectores de sismo, por encontrarse conectados al edificio por medio del diafragma rígido del techo. Se verifica que la cuantía de acero colocada en los muros del semisótano es capaz de resistir los efectos de flexocompresión generados.

La verificación se hace para el muro del eje 1 (entre los ejes A y B), por ser el más solicitado por las fuerzas de sismo en la dirección XX y no tener cargas de gravedad significativas que contrarresten la flexocompresión.



Con la configuración de acero dispuesta en el muro obtenemos el diagrama de interacción, en donde se superponen los puntos de la Tabla 10.3:



Psismo =	20.0	T
----------	------	---

Msismo =	330.0	T.m
Vsismo =	194.0	T
P (Mu; Pu) =	±(330; 20)	

TABLA 10.3: Fuerzas actuantes en el muro

Se observa que se satisfacen los puntos; por lo tanto, la distribución del acero en  $2\text{mallas } \phi 3/8" @ 0.25\text{m}$  cumple con los requerimientos de flexocompresión.

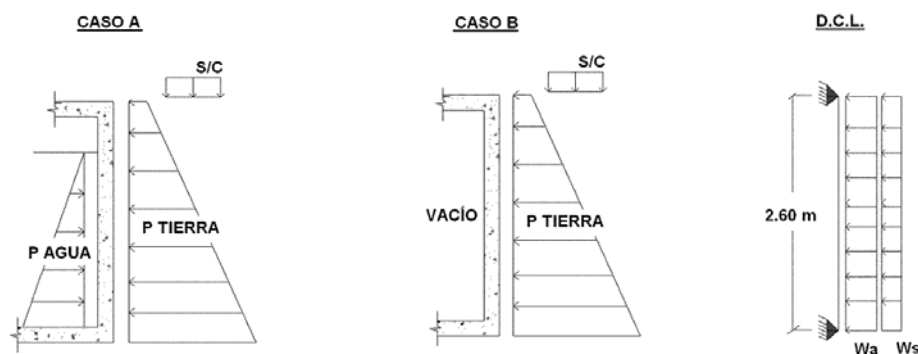
### 10.3 Cisterna

La cisterna es el elemento estructural encargado de contener agua en su interior para fines de consumo o contra incendio. A diferencia de los muros de contención, en este caso el empuje hidrostático es el que actúa sobre el elemento.

#### 10.3.1 Diseño de muros de la cisterna

Los muros de la cisterna, al estar en contacto con agua, tienen consideraciones de diseño particulares que buscan reducir las fisuras que afecten la impermeabilidad del contenedor. En tal sentido, la norma establece una cuantía mínima de 0.28%.

El caso más desfavorable en el análisis de cargas se esquematiza en el CASO B (cisterna vacía):



Al empuje activo por el peso del suelo sobre las paredes de la cisterna ( $W_a$ ), se le añade la sobrecarga ( $W_s$ ) presente sobre la tapa de la cisterna que, sirve también como rampa de acceso vehicular al semisótano.

$$Empuje = W_a + W_s$$

$$Empuje = 0.65(0.33)(2.0)(2.60) + 0.33(0.25) = 1.20 \text{ T/mxl}$$

$$Empuje_{\text{Último}} = 1.7 \times Empuje = 2.04 \text{ T/mxl}$$

- **Diseño por flexión:** Muros de  $t = 25 \text{ cm}$

$$M_u = \frac{W_u \times l^2}{8} = \frac{(2.04)(2.60)^2}{8} = 1.72 \text{ T.m/ml}$$

$$A_s = 2.43 \text{ cm}^2$$

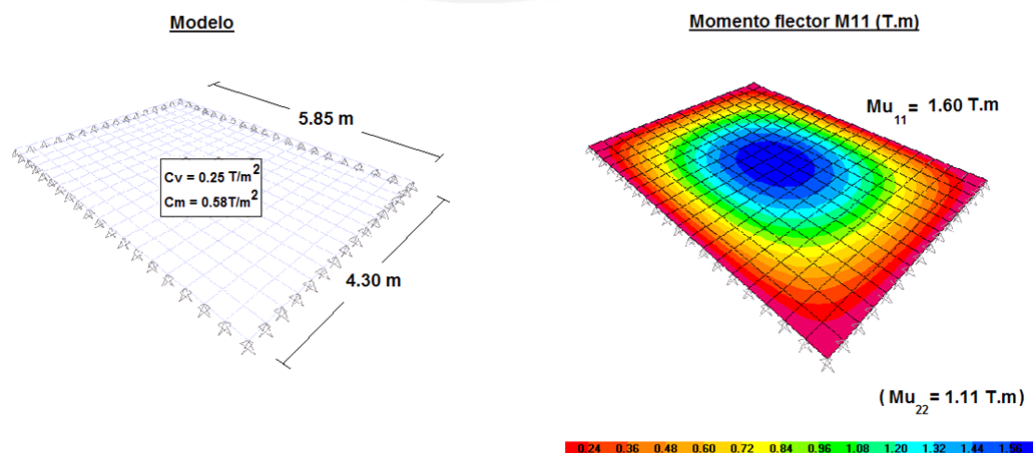
$$A_{s_{\text{mínimo}}} = 0.0028(100)(25) = 7.0 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 2 \text{ mallas } \phi 3/8" @ 0.175 \text{ m}$$

### 10.3.2 Diseño de techo de la cisterna - rampa

- **Diseño por flexión:**

Se dispone para la rampa una losa de 20 cm. de peralte. Además del peso propio, se considera una sobrecarga de  $0.25 \text{ T/m}^2$ , producto del tránsito de los vehículos.



$$\text{PesoPropio} = 2.4 \times 0.20 = 0.48 \text{ T/m}^2$$

$$\text{PisoTerminado} = 0.10 \text{ T/m}^2$$

$$\text{SobreCarga} = 0.25 \text{ T/m}^2$$

$$W_u = 1.4 \times (0.48 + 0.10) + 1.7 \times 0.25 = 1.24 \text{ T/m}^2$$

De los momentos flectores internos de la losa:

$$M_{u11} = M_{u+}^{\text{maximo}} = 1.60 \text{ T.m}$$

$$A_{\text{acero}}^+ = 3.10 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 2 \text{ mallas } \phi 3/8" @ 0.20 \text{ m}$$

- **Verificación por corte:**

Las fuerzas cortantes sobre el muro y el techo de la cisterna deben ser menores que la resistencia al corte del concreto. Para la verificación se toma el caso más desfavorable:

$$V_{u_{\text{muro}}} = \frac{W_u \times l}{2} = 2.65 \text{ T/ml}$$

$$V_{u_{\text{rampa}}} = V_{13} = 1.90 \text{ T/ml}$$

$$\phi V_{c_{h=0.20\text{m}}} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 20 = 13.00 \text{ T/ml}$$

$$V_u \leq \phi V_{c_{h=0.20\text{m}}} \Rightarrow \text{Cumple}$$

En cuanto a la losa del piso, ésta será en relleno con un espesor de 15 cm y reforzada con 2 mallas  $\phi 3/8" @ 0.15 \text{ m}$ .



## CAPÍTULO 11

### RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS PERUANOS

El presente capítulo tiene como fin estudiar la respuesta del edificio “Del Pinar” a las solicitaciones máximas de los acelerogramas del sismo de Pisco 2007 y Ancash 1970, escalados a la aceleración pico de 0.2g, valor esperado para sismos con periodo de retorno de 50 años.

Se realiza un análisis global de desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores basales, y un análisis local al comportamiento de la placa PL06 en la dirección XX y la placa PL04 en la dirección YY, ante la aplicación de las señales.

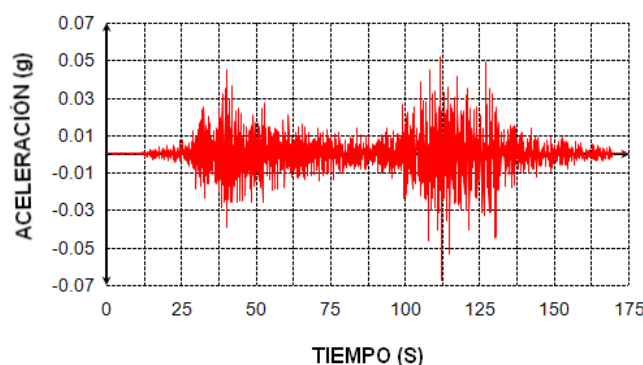
#### 11.1 Acelerogramas empleados

- **Sismo de Pisco 2007:**

Movimiento telúrico del 15 de agosto del 2007. Su epicentro se ubicó a 60 Km al oeste de la ciudad de Pisco. Tuvo una duración aproximada de 160 segundos, con una magnitud de 7.8 Mw y VII MM (Escala Mercalli Modificada).

El siguiente acelerograma fue captado por la estación PUCP ubicada aproximadamente a 200 Km del epicentro. La señal registra una aceleración pico de 67.06 cm/s<sup>2</sup>. De aquí en adelante se hace referencia a la señal como PISCO 2007.

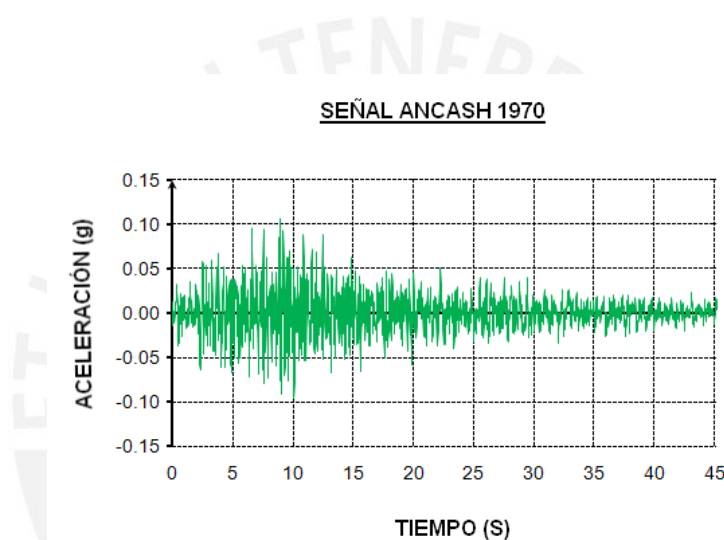
SEÑAL PISCO 2007



- **Sismo de Ancash 1970:**

Movimiento telúrico del 31 de mayo de 1970. Su epicentro se ubicó a 75 Km al NNO de la ciudad de Huaraz. Tuvo una duración aproximada de 45 segundos, con una magnitud de 7.7 Mw y VII – VIII MM (Escala Mercalli Modificada).

El siguiente acelerograma fue captado por la estación PQR, ubicada aproximadamente a 285 Km del epicentro. La señal registra una aceleración pico de  $104.80 \text{ cm/s}^2$ . De aquí en adelante se hace referencia a la señal como ANCASH 1970.

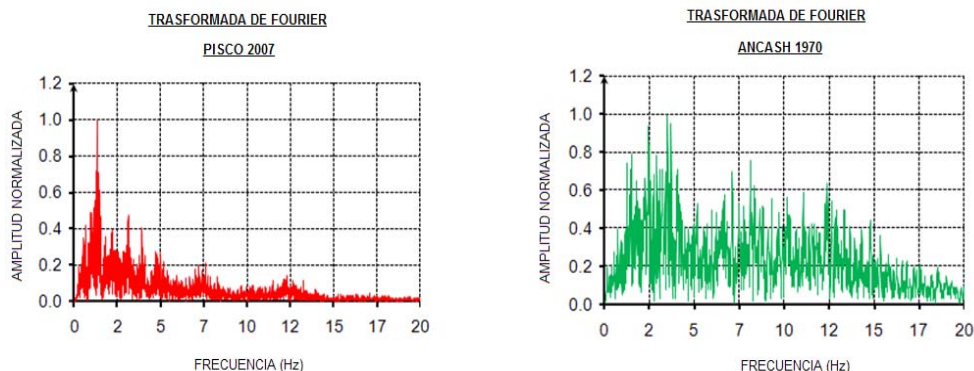


Las señales captadas por los acelerómetros deben “limpiarse de interferencias medioambientales y errores propios de la medición; para ello, se usó el programa SeismoSignal.

## 11.2 Análisis de los acelerogramas

### 11.2.1 Transformada rápida de Fourier (F.F.T.):

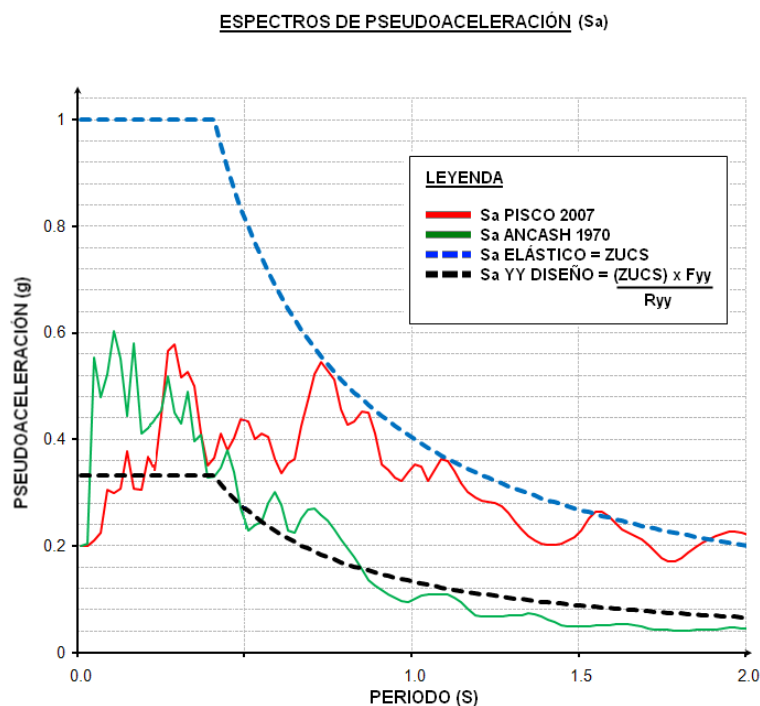
La F.F.T. es un método de transformación matemática que nos permite descomponer una señal en sus partes elementales. Brinda el registro de la frecuencia y amplitud de todas las funciones sinusoidales que conforman la señal original:



Del contenido de armónicos en la FFT, se observa que en PISCO 2007 se desarrollaron armónicos significativos en el intervalo de frecuencias de 0.5 a 2 Hz; mientras que en ANCASH 1970 las frecuencias importantes están en el intervalo de 1 y 15 Hz. Estas diferencias responden a las características geodinámicas propias de los sismos y a la distancia de los instrumentos de medición al epicentro.

### 11.2.2 Espectros de pseudoaceleración:

Se grafican los espectros de pseudoaceleración de los sismos comparados con los espectros de pseudoaceleración elástico y de diseño de la norma E.030:



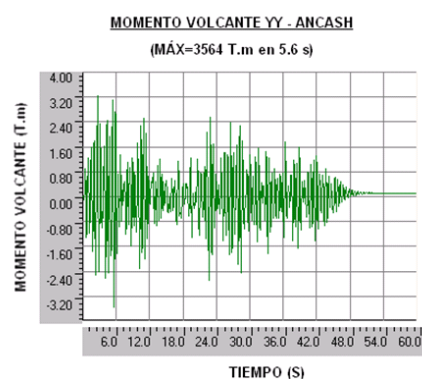
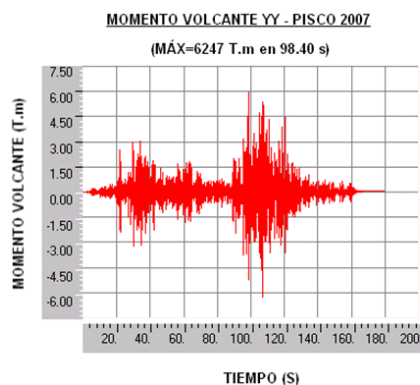
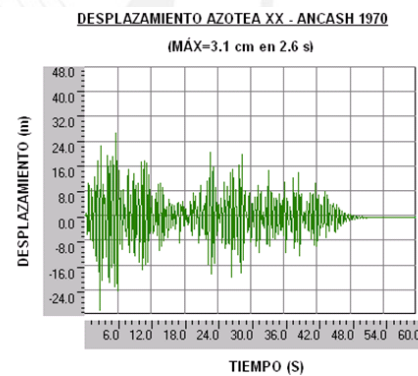
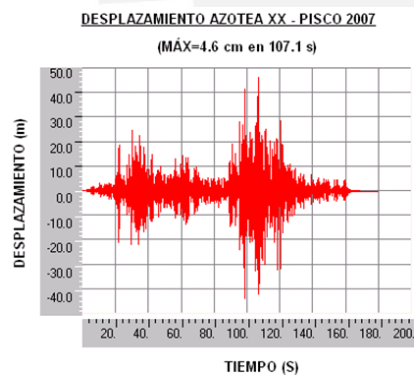
Del análisis del gráfico anterior se extrae que:

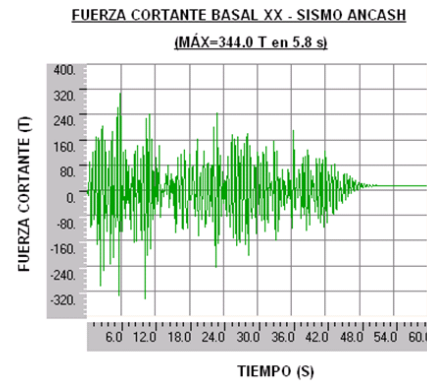
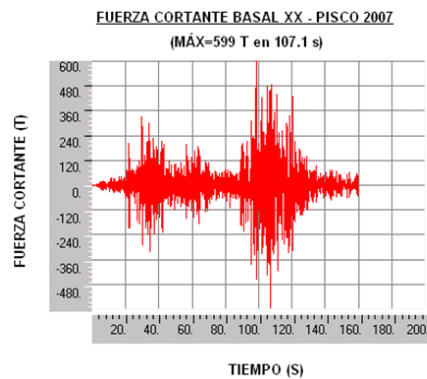
- El espectro de pseudoaceleración inelástico de la norma E.030 (línea negra punteada) queda por debajo de las señales escaladas de PISCO 2007 y ANCASH 1970.
- Para periodos a partir de 0.8 s, el espectro de ANCASH 1970 casi coincide con el espectro de la norma peruana; por el contrario, PISCO 2007 se aleja.
- El diseño estructural al nivel de las solicitaciones del espectro de pseudoaceleración elástico (línea punteada azul) no es un objetivo coherente.

### 11.3 Respuesta global del edificio

Se analiza la respuesta del edificio "Del Pinar" ante la aplicación de las señales para cada una de sus direcciones independientemente.

Las figuras muestran la historia de desplazamiento, cortante basal y momento volcante del edificio al ser sometido a los acelerogramas en la dirección XX.





### 11.3.1 Análisis de la respuesta

Se presentan los valores máximos de la historia de desplazamientos y fuerzas basales del edificio, y las relaciones que existen entre ambas señales en cada dirección de análisis.

		Pisco 2007 (A)	Ancash 1970 (B)	A/B	A/B (%)	PISCO KL=V/D	ANCASH KL=V/D
DIRECCIÓN XX	D (cm)	4.60	3.10	1.48	48%	130.00	110.97
	V (T)	598.00	344.00	1.74	74%		
	M (T.m)	6247.00	3564.00	1.75	75%		
DIRECCIÓN YY	D (cm)	0.45	0.45	1.00	0%	1181.8	977.8
	V (T)	531.80	440.00	1.21	21%		
	M (T.m)	4986.00	4468.00	1.12	12%		
Kyy / Kxx						9	9

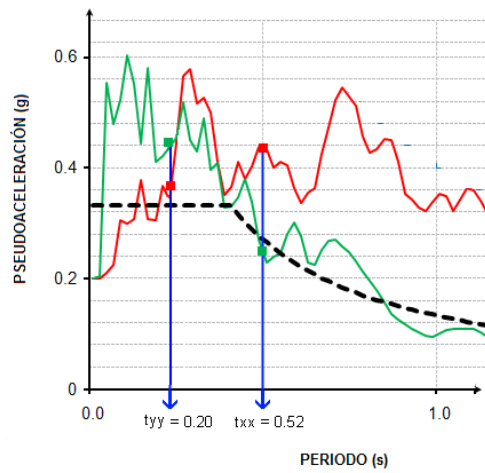
TABLA 11.1: Solicitaciones globales de PISCO 2007 y ANCASH 1970 y rigidez lateral calculada

De la tabla 11.1:

- La respuesta del edificio en ambas direcciones es mayor para la señal de PISCO 2007.
- Las mayores diferencias en la respuesta se presentan en la dirección X. La diferencia promedio en esta dirección es del 66%, contra un 11% en la dirección Y.
- Las fuerzas basales en la dirección X son en promedio 75% mayores con la señal de PISCO 2007, que con ANCASH 1970. Esta diferencia en la dirección Y es sólo del 17%.
- Los desplazamientos en X son 48% mayores para la señal de PISCO 2007
- La rigidez lateral en la dirección Y, tanto para PISCO 2007 como para ANCASH 1970 es 9 veces mayor que en la dirección X.



En el siguiente gráfico se muestran los espectros de las señales comparados con los periodos fundamentales del edificio:



La marcada diferencia de la respuesta en la dirección X entre PISCO 2007 y ANCASH 1970, se puede explicar a la diferencia en los valores de pseudoaceleración, correspondientes al periodo fundamental en esa dirección ( $T_{xx} = 0.52s$ ) y esto a su vez por la gran diferencia entre la rigidez lateral  $K_{xx}$  y  $K_{yy}$ .

Análogamente, la menor diferencia de la respuesta en la dirección Y, se puede explicar a que los valores de pseudoaceleración correspondientes al periodo fundamental ( $T_{yy} = 0.20$ ), son menos discordantes entre sí.

11.3.2 Respuesta máxima y normas de diseño

En la Tabla 11.2 se compara la respuesta máxima del análisis tiempo-historia con las fuerzas basales de diseño de la norma (envolventes aumentadas por el factor de amplificación sísmica).

	Vnorma (T)	V-Pisco (T)	V-Ancash (T)	Vnorma / V-Pisco	Vnorma / V-Ancash
DIRECCIÓN XX	372.00	599.00	344.00	0.62	1.08
DIRECCIÓN YY	576.00	532.00	440.00	1.08	1.31
	Mnorma (T.m)	M-Pisco (T.m)	M-Ancash (T.m)	Mnorma / M- Pisco	Mnorma / M-Ancash
DIRECCIÓN XX	2442.00	6247.00	3564.00	0.39	0.69
DIRECCIÓN YY	4345.00	4986.00	4468.00	0.87	0.97

TABLA 11.2: Comparativo de la respuesta máxima y las fuerzas basales de diseño

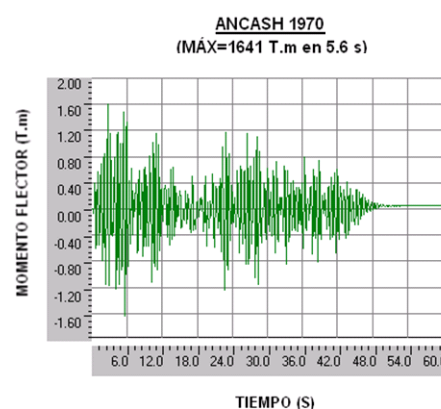
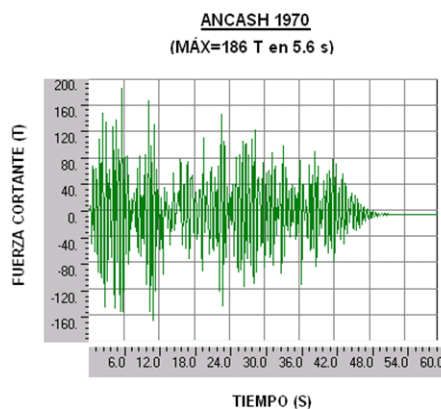
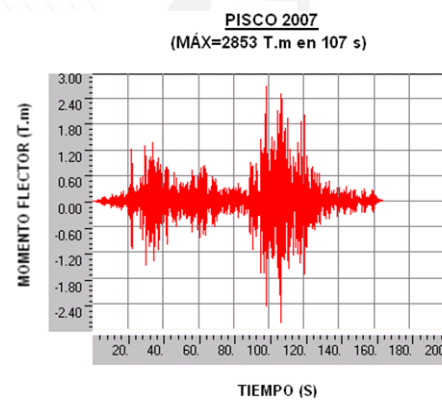
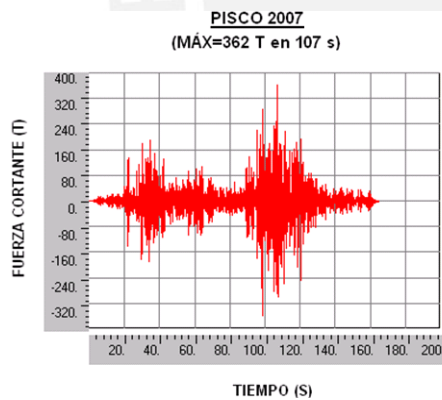
De la tabla 11.2:

- Las cortantes de diseño son superadas, en ambas direcciones, por el valor máximo de la respuesta a ANCASH 1970.
- La cortante de diseño en la dirección X es mayor al valor máximo de la respuesta a PISCO 2007.
- Los momentos de diseño se ven superados por los valores máximos de la respuesta de ambas señales, en ambas direcciones.

#### 11.4 Respuesta de elementos principales

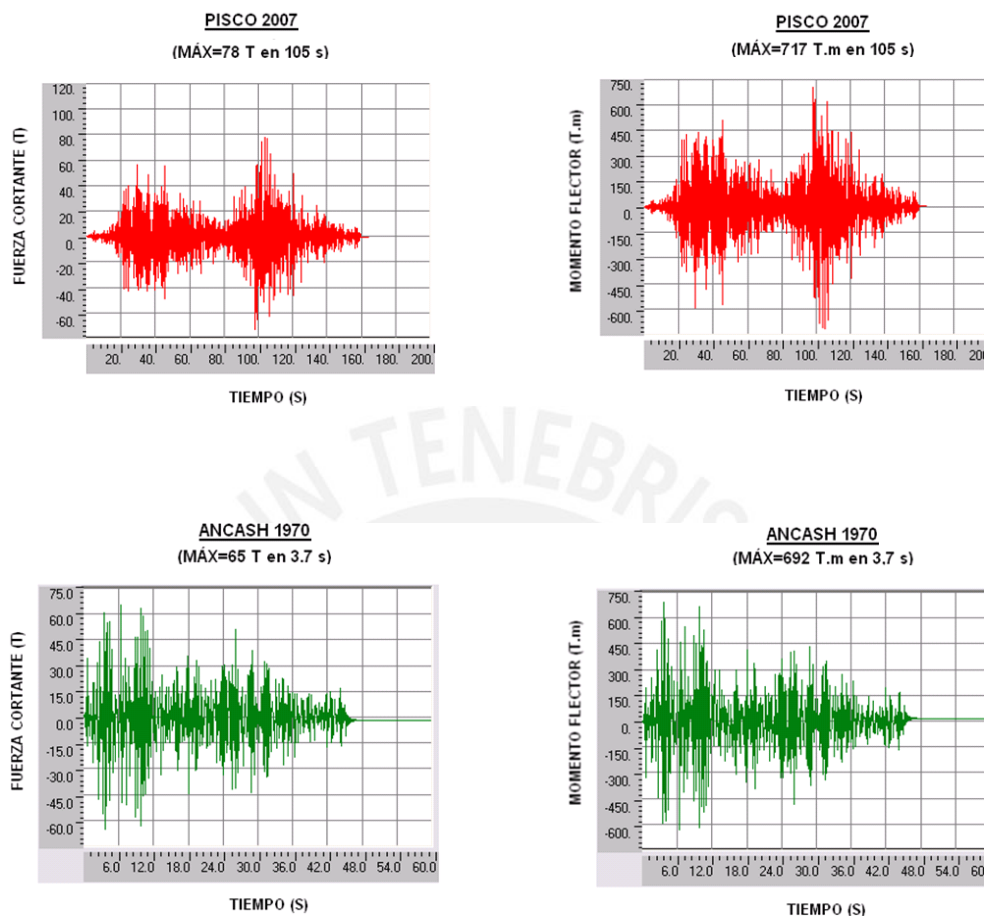
En esta sección se analizan las historias de respuesta de la placa PL06 para movimiento en XX, y la columna PL04 para movimiento en YY. Los siguientes gráficos muestra la historia de respuesta:

- Dirección XX – Placa PL06:





- Dirección YY – Placa PL04:



#### 11.4.1 Análisis de la respuesta

Se contrasta la respuesta de ambas señales sobre las placas:

Placa	Dirección	Fuerza	Pisco 2007 (A)	Ancash 1970 (B)	A/B	A/B (%)
PL06	XX	V (T)	372.00	186.00	2.00	100%
		M (T.m)	2853.00	1641.00	1.74	74%
PL04	YY	V (T)	78.00	65.00	1.20	20%
		M (T.m)	717.00	692.00	1.04	4%

TABLA 11.3: Comparativo de la respuesta máxima en las placas

De la tabla 11.3:

- La tendencia en ambas placas es que PISCO 2007 aplica mayores solicitaciones que ANCASH 1970; esta diferencia es mayor para la dirección X.

- Con respecto a las fuerzas cortantes (V), la mayor discrepancia ocurre para la placa PL06; en la cual, PISCO 2007 duplica la magnitud impuesta por ANCASH 1970. Para la placa PL04 esta diferencia es sólo del 20%.
- En la placa PL06 el momento flector de PISCO 2007 es 74% más alto que el correspondiente de ANCASH 1970. En la placa PL04 esta diferencia es poco significativa (menor del 5%).

#### 11.4.2 Respuesta máxima y normas de diseño

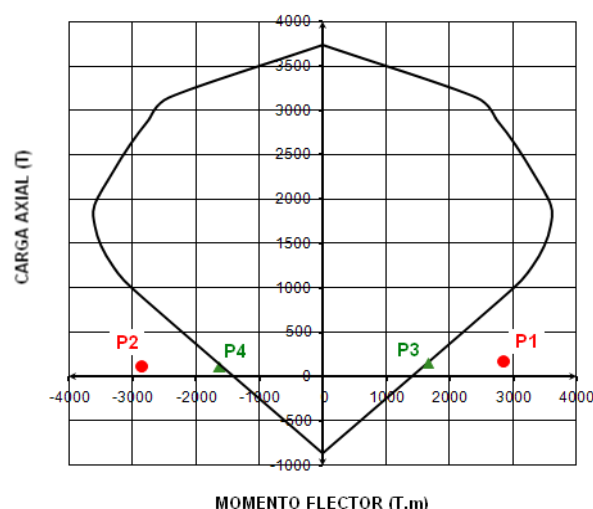
Las solicitaciones de CM y CV se combinan con la respuesta máxima de las señales para verificar, en el diagrama de interacción, si el diseño por resistencia desarrollado en el Acápite 8.2 (Diseño de placas), satisface los puntos (Mu, Pu) obtenidos. Se aplica la combinación más crítica para cargas sísmicas:  $CM+0.25CV\pm CS$ .

- Placa PL06 – Dirección XX:

PLACA	SEÑAL	P (T)			M (T.m)			CM+0.25CV ± CS		Punto
		CM	CV	SISMO	CM	CV	SISMO	P (T)	M (T.m)	
PL06 (XX)	PISCO	128	25	32	16	4	2853	166	2870	P1
								102	-2836	P2
	ANCASH			21			1641	155	1658	P3
								113	-1624	P4

TABLA 11.4: Pares (Mu, Pu) para la COMB2 y COMB3 de la Tabla 2.2.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PLACA PL06 - DIRECCIÓN XX



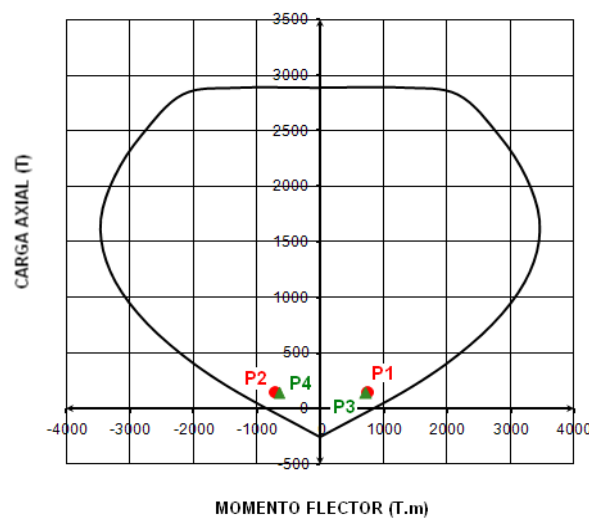
Vemos que la placa PL06, con las cuantías de acero de diseño, logra satisfacer las solicitaciones máximas de la señal ANCASH 1970; sin embargo, se evidencia una posible falla ante PISCO 2007, ya que los puntos P1 y P2 caen fuera del límite del diagrama de interacción.

- Placa PL04 – Dirección YY:

PLACA	SEÑAL	P (T)			M (T.m)			CM+0.25CV ± CS		Punto
		CM	CV	SISMO	CM	CV	SISMO	P (T)	M (T.m)	
PL04 (YY)	PISCO	129	25	0.23	33	6	717	135.48	752	P1
								135.02	-683	P2
	ANCASH			0.24			692	135.49	727	P3
								135.01	-658	P4

TABLA 11.5: Pares ( $\mu$ ,  $\mu$ ) para la COMB2 y COMB3 de la Tabla 2.2.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PLACA PL04 - DIRECCIÓN YY



Se puede concluir que la placa lateral PL04 tiene un comportamiento adecuado ante las solicitaciones de PISCO 2007 y ANCASH 1970, ya que los puntos de análisis están situados dentro del lugar geométrico del diagrama de interacción.

## CONCLUSIONES

## DEL COMPORTAMIENTO GLOBAL DEL EDIFICIO:

El objetivo planteado para el diseño del edificio “Del Pinar” es lograr una respuesta adecuada ante solicitaciones dinámicas y estáticas, cumpliendo así con las disposiciones mínimas dadas por las normas técnicas peruanas.

La estructuración del edificio logra mantener sus desplazamientos máximos bajo los límites permitidos, siguiendo las instrucciones del análisis dinámico regulado por la norma E.030 de Diseño Sismo Resistente

Los periodos fundamentales son los que se muestran en el siguiente cuadro, quedando en evidencia la menor rigidez del edificio en la dirección XX.

Dirección	XX	YY
Periodo (s)	0.52	0.20

El comportamiento estructural es el esperado, ya que el edificio es de pequeña altura y tiene un diseño arquitectónico convencional; sin embargo, presenta irregularidades en planta en ambas direcciones e irregularidad torsional en la dirección XX.

La poca rigidez estructural del edificio “Del Pinar” en la dirección XX, trae como consecuencia que las placas centrales estén bastante esforzadas; si bien, el diseño de estas placas satisface los esfuerzos últimos del análisis, se puede lograr un diseño más eficiente con una mayor densidad de placas de corte en esta dirección, lo que implica plantear una modificación en la arquitectura. Además se concluye que el método para predimensionar longitud de placas es obsoleto en la dirección XX, por la gran diferencia entre lo que se puede colocar en la realidad y lo que el método sugiere.

Estructuralmente también se pueden plantear algunas mejoras para contrarrestar los grandes esfuerzos en las placas centrales; básicamente, se trata de estructurar las vigas de manera que una mayor área de losa descansa sobre estos elementos y así tener mayor carga axial que contrareste la flexocompresión.

Con respecto al análisis de la respuesta del edificio ante la aplicación de señales sísmicas, se puede concluir a groso modo que: En la dirección XX, la señal de Pisco incrementa la respuesta en 75% más que la señal de Ancash; mientras que en la dirección YY, la señal de Pisco influye 15% más que la señal de Ancash.

A la luz de los resultados, se hace evidente la naturaleza aleatoria de los sismos, que únicamente pueden ser estudiados de manera probabilística cuando se trata de controlar sus efectos sobre una estructura dentro de su vida útil. Ante esta limitación, el ingeniero diseñador debe estar comprometido con la aplicación de las disposiciones mínimas de las normas técnicas, sin descuidar el uso del criterio propio.

### **DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES:**

El diseño de los aligerados del edificio “Del Pinar” con el sistema de viguetas pretensadas FIRTH, no presenta mayores ventajas contra el diseño de un aligerado convencional; por lo tanto, su mayor utilidad se ciñe al rubro de construcción.

Las vigas de los pórticos principales tienen una sección de 0.25x0.50 m, 0.25x0.55m y 0.30x0.50m. Con estas dimensiones se asegura una adecuada rigidez de los elementos para mantener las deflexiones dentro del rango óptimo.

Asimismo, en el análisis de vigas, se observa que el aporte del acero en compresión incrementa el momento nominal de la sección entre 5 y 7%. Mientras la redistribución de momentos, permite aliviar los momentos negativos entre 12 a 15%. En conclusión, la aplicación de ambos conceptos, resulta ser una contribución importante para hacer más eficiente el diseño.

En cuanto al diseño por corte de las vigas, en la mayoría de casos, el espaciamiento de los estribos está gobernado por las reglas de confinamiento para elementos sismorresistentes; sin embargo, para las vigas muy esforzadas manda el diseño por capacidad.

Las columnas principales del edificio tienen una sección transversal de 0.25x0.65 m, asegurando una adecuada rigidez que mantienen a las columnas lejos de la condición de esbeltez. Igualmente, los efectos de segundo orden quedan obsoletos al cumplir con los límites de deriva máxima exigida por la norma E.030.

## BIBLIOGRAFÍA

### **Libro:**

- [1] BLANCO BLASCO, ANTONIO. *“Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”* Libro 2 de la colección del ingeniero civil - Colegio de ingenieros del Perú, 1997
- [2] HARMSSEN, TEODORO. *“Diseño de estructuras de concreto armado”* Pontificia Universidad Católica del Perú 2da Edición, 2000
- [3] OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO. *“Apuntes del curso concreto armado 1”* Pontificia Universidad Católica del Perú, 2005
- [4] ARANGO ORTIZ, JULIO. *“Concreto Armado I”* Universidad Ricardo Palma, 2005
- [5] MORALES MORALES, ROBERTO. *“Diseño en Concreto Armado”* Instituto de la Construcción y Gerencia, 2002
- [6] MUÑOZ PELÁEZ, ALEJANDRO. *“Ingeniería Sismorresistente”* Pontificia Universidad Católica del Perú, 2004
- [7] SÁN BARTOLOMÉ, ÁNGEL. *“Análisis de edificios”* Pontificia Universidad Católica del Perú, 1999

### **Norma técnica:**

- [8] NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.020 CARGAS. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006
- [9] NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.030. DISEÑO SISMORRESISTENTE. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006
- [10] NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.050. SUELOS Y CIMENTACIONES. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006
- [11] NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.060. CONCRETO ARMADO. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006
- [12] PROYECTO DE NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.060 CONCRETO ARMADO. Reglamento Nacional de Edificaciones.

### **Tesis:**

- [13] GARCÍA, JOSÉ y DE IZCUE, ARTURO. *“Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras”* Tesis para optar el título de ingeniero civil de la PUCP.